

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ,
МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

**О. І. ЛУГЧЕНКО
К. О. РАПІНА**

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з курсу

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

*(для студентів 3 курсу денної, 4 курсу заочної форм навчання
і слухачів факультету післядипломної освіти напряму
підготовки 6.060101 – Будівництво,
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)*

**ХАРКІВ
ХНАМГ
2012**

Лугченко О. І. Конспект лекцій з курсу «Металеві конструкції» (для студентів 3 курсу денної, 4 курсу заочної форм навчання і слухачів факультету післядипломної освіти напряму підготовки 6.060101 – Будівництво, спеціальності «Промислове і цивільне будівництво») / О. І. Лугченко, К. О. Рапіна; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 160 с.

Автор: О. І. Лугченко
 К. О. Рапіна

Рецензент: к.т.н., доц. В. А. Мазур

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 4 від 25 листопада 2011 р.

© О. І. Лугченко, К. О. Рапіна ХНАМГ, 2012

ЗМІСТ

Лекція 1	5
1. Короткий історичний огляд розвитку металевих конструкцій	5
2. Область застосування металевих конструкцій і їхня номенклатура	9
3. Достоїнства й недоліки металевих конструкцій	10
4. Корозія та захист від неї	11
5. Сортамент	15
6. Структура вартості металевих конструкцій	17
Лекція 2	17
1. Хімічний склад сталей та алюмінієвих сплавів	17
2. Мікроструктура металів	21
3. Термообробка. Старіння металів	22
4. Залежність міцності від температури	22
Лекція 3	24
1. Механічні характеристики сталей та алюмінієвих сплавів	24
2. Наклеп. Вібраційна міцність	26
3. Пружна й пластична робота. Руйнування	29
4. Робота металу при плоскому й об'ємному напружених станах	30
Лекції 4,5	31
1. Групи граничних станів	31
2. Навантаження і впливи	32
3. Нормативні й розрахункові опори. Коефіцієнти безпеки щодо матеріалів	34
4. Коефіцієнти умов роботи та надійності конструкцій	36
5. Міцність при центральному розтяганні або стиску	37
6. Міцність при чистому вигині	38
7. Міцність при позacentровому стиску	39
Лекції 6,7	40
1. Теорія міцності	40
2. Міцність при чистому зсуві	42
3. Міцність при простому вигині	42
4. Міцність стиснуто-вигнутого стержня	46
5. Стійкість центрально-стиснутого стержня	46
6. Стійкість позacentрово-стиснутого та стиснуто-вигнутого стержнів	50
7. Стійкість стержня при вигині	52
Лекція 8	52
1. Загальні відомості	52
2. Класифікація та характеристика зварних швів	54
3. Види зварних з'єднань	57
4. Стискові з'єднання. Основи розрахунку і конструювання	59
Лекція 9	63
1. З'єднання кутовими швами	63
2. З'єднання фланговими швами	63

3. З'єднання лобовими швами	66
4. Таврове з'єднання	67
5. Головні конструктивні вимоги при проектуванні з'єднань на кутових швах	68
6. Комбіновані з'єднання	70
7. Особливості зварних з'єднань у конструкціях з алюмінієвих сплавів	71
Лекція 10	72
1. З'єднання на болтах і заклепках. Загальні відомості	72
2. Робота та розрахунок болтів і заклепок, що працюють на розтяг	76
3. Робота і розрахунок болтів підвищеної точності та заклепок на дію зсувних зусиль	77
4. Високоміцні болти. Робота і розрахунок у з'єднаннях, що працюють на зсув	79
5. Розрахунок з'єднань на болтах і заклепках під дією різних силових факторів	80
6. Основні конструктивні вимоги	82
7. Особливості болтових та заклепкових з'єднань у конструкціях з алюмінієвих сплавів	85
Лекція 11	87
1. Загальна характеристика балок і балкових кліток	87
2. Настили	91
3. Прокатні, гнуті та пресовані балки	93
Лекція 12	96
1. Балки складеного перерізу	96
2. Оптимальна висота перерізу	96
3. Найменша висота	100
4. Визначення поперечного перерізу балок	102
Лекція 13	106
1. Зміна перерізу	106
2. З'єднання полиць зі стінкою	108
3. Стійкість елементів перерізу балки	110
4. Конструювання поперечних ребер жорсткості	116
5. Стиги балок	120
Лекція 14	126
1. Ефективні конструкції балок	126
2. Бісталеві балки	127
3. Попередньо напружені балки	131
4. Балки з алюмінієвих сплавів	133
Лекція 15	135
1. Центрово-стиснені колони та стояки	135
2. Суцільні колони	135
3. Наскрізні колони	140
Лекція 16	147
1. Вузли колон	147
Список джерел	158

ЛЕКЦІЯ 1

1. Короткий історичний огляд розвитку металевих конструкцій

Протягом тисячоліть людство поступово розвивало будівельну справу, удосконалювало своє житло та споруджувало більш складні, унікальні будови, основою міцності яких були несучі будівельні конструкції. Людство вперше познайомилося із залізом 4 тисячоріччя тому назад. Це було метеоритне залізо в незначних кількостях. Початок застосування заліза в знаряддях праці й війни належить до XVII ст. до н.е., коли людина навчилася витягати залізо з мінералів. Перша технологія одержання заліза, так звана крична технологія, виникла на Кавказі, а потім в XI ст. до н.е. попала до Греції й в V ст. до н.е. поширилася по всій Європі.

Зі зростанням виробництва заліза в середньовіччя з'явилася можливість його використання в будівництві, однак не як основний матеріал, а лише у вигляді окремих елементів – затяжок, скріп і т.п. у кам'яних спорудах. Після винаходу в XIII ст. у Німеччині доменного процесу виробництва чавуну почалося його застосування в стиснутих елементах.

Метал як основний матеріал у спорудах знайшов застосування в XVIII ст. Так, в 1779 р. в Англії було збудовано перший чавунний арковий міст прольотом 30,5 м через ріку Северн, аналогічний міст було збудовано у Санкт-Петербурзі в 1784 р. з'явилися змішані конструкції, у яких розтягнуті елементи виконували із заліза, а стиснуті – із чавуну, наприклад, перекриття театру Французької комедії в Парижі в 1786 р.

Істотний поштовх у своєму розвитку металеві конструкції одержали в середині XIX ст. під час першої технічної революції, що виникла на рубежі XVIII-XIX вв. Бурхливий розвиток важкої промисловості, у тому числі металургійної, з одного боку, дозволяло одержувати метал у великій кількості, а з іншого боку – виникала необхідність будувати виробничі будівлі більших об'ємів, де метал виявлявся незамінним будівельним матеріалом. У той же час розвиток мережі залізниць вимагав будівництва величезної кількості мостів й інших транспортних споруд.

В 1855 р. у Санкт-Петербурзі був побудований найбільший у світі чавунний Миколаївський міст із арками прольотом до 47 м. Цікаві чавунні конструкції використані, наприклад, у покритті Олександрійського театру в 1832 р., а також у несучому каркасі барабана Ісаакієвського собору в 1858 р. Прикладом ефективного використання змішаного каркасу був виставковий павільйон – «Кришталевий палац», зведений у Лондоні в 1852 р.

Після винаходу в середині XIX ст. конвертерного й мартенівського способів одержання заліза із чавуну стало можливим заміна останнього у будівельних конструкціях через його крихкість при дії напружень, що розтягують. Нова технологія дозволила виплавляти залізо у великій кількості та будь-якої якості, тобто сучасну сталь.

Сталь виявила себе як універсальний будівельний матеріал. Друга половина XIX сторіччя ознаменована видатними досягненнями металобудівництва, коли з'явилися споруди з рекордними параметрами – прольотами й висотами. В 1885 р. споруджений перший хмарочос із металевим несучим каркасом у Чикаго, в 1883 р. побудований Бруклінський висячий міст у Нью-Йорку з головним прольотом 486 м, у Парижі в 1889 р. Ейфель завершив монтаж сталеві вежі висотою 312 м.

Сталь утримує рекорди дотепер. Найбільший проліт, перекритий висячою системою, – 1930 м – на швидкісній магістралі Ахаші-Кайкко в Японії між островами Хонсю й Сікоку. Є проекти таких мостів прольотами до 3 км. Найвищі хмарочоси, понад 500 м, до теперішнього часу споруджені в Малайзії в м. Куала-Лумпур. Висота телевеж і щогл досягає 550 м, є проекти, що передбачають висоти до 4 км.

Нині світове виробництво сталі досягло рівня, здатного задовольнити будь-які потреби будівництва. Радянський Союз до свого розпаду довів річну виплавку сталі до 160 млн. тонн, у той час як у США випуск сталі не перевищував 110 млн. тонн. Такого ж обсягу виробництва – 100 млн. тон – досягали в сукупності країни ЄС, а також Японія. Однак у країнах з ринковою економікою обсяг виробництва залежить від кон'юнктури, тому звичайно металургійна промисловість цих країн завантажена лише на 40-60%.

Із загального річного обсягу виплавки, як правило, будівництво споживає 15% сталі, третина цієї кількості йде на виготовлення властиво металевих конструкцій.

Із середини минулого сторіччя як будівельний матеріал почали застосовувати алюміній і його сплави. Поки що розвиток алюмінієвих конструкцій стримує їхня висока вартість – вони у 8 разів дорожчі сталевих. Однак легкість і корозійна стійкість цих конструкцій мають хорошу перспективу застосування.

Перші відомості про застосування металу в каркасах цивільних будов в Україні належать до 1870 р. Це експериментальне будівництво житлових споруд в Інкермані (Крим), а також реконструкція Андріївського собору в Києві (1892 р.) із заміною пошкоджених дерев'яних несучих конструкцій купола на металеві. Металеві конструкції покриття були застосовані у великих театрах, побудованих в Києві, Львові, Одесі. Для перекриття залу глядачів міського театру в Києві використані металеві кроквяні ферми прольотом 17,8 м, верхній пояс яких мав параболичні обриси і складався з двох кутників 75x100 мм.

В Одесі у 1903 р. зведено будинок Кредитного товариства, несучими конструкціями покрівлі якого були сталеві кроквяні ферми.

У 1897 р. почалося будівництво Оперного театру в Львові (арх. З.Горголевський). У перекриттях сценічної частини тут застосовані ґратчасті двошарнірні арки прольотом 20 і висотою 10 м, а для залу глядачів – кроквяні ферми прольотом 20 м, висотою 2,215 м.

З металевих конструкцій виконані перекриття Одеського оперного театру – одного з найбільших театрів Європи на той час, а також перекриття багатьох драматичних театрів України. Прикладом використання оригінальних металевих конструкцій є Бесарабський ринок у Києві (1912 р., арх. Г.Ю. Гай, арх. М.П. Бобрусов). Несучі конструкції ринку – високі сталеві тришарнірні наскрізні арки прольотом 29,5 та висотою 18 м. Переріз арок просторовий, складається з чотирьох віток, з'єднаних у площині арки решіткою з легких кутників, а з площини – парними планками. Опорні вузли шарнірні, балансирні. Покриття крайніх прольотів укладені на легкі металеві фермочки з пара-

лельними поясами, що спираються на стояки арок і цегляні стіни.

Металеві конструкції широко застосовують і в будівлях залізничних вокзалів. Дебаркадер Львівського залізничного вокзалу має перекриття у вигляді двопрольотних металевих наскрізних аркових систем.

У 1935-1941 рр. значні дослідження у галузі міцності металевих конструкцій були виконані під керівництвом Н.В. Карнаухова за участю П.М. Варвака, А.П. Роковицана, А.І. Стрельбицької, В.Г. Чудновського. У середині 30-х років завідувач кафедри металевих конструкцій КІБІ Н.Д. Жудін, відомий вчений у галузі будівельної механіки і конструкцій, запропонував розрахунок сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій.

Підвищенню технологічності металоконструкцій присвячені праці М.М. Сахновського (ПДАБА), економіці й оптимальному проектуванню – праці Я. М. Ліхтарникова, Д. В. Ладиженського (Донбаська державна академія будівництва та архітектури (ДДАБА)). Проблеми розрахунку тонкостінних сталевих конструкцій і оболонок досліджував С.П. Кан (ХНАМГ). У різні роки в Харківському державному технічному університеті будівництва і архітектури (ХДТУБА) працювали відомі вчені – професори Г.А. Петров, О.П. Мchedов-Петросян, В.А. Трубін, С.Е. Фрайфельд, А.С. Уловайський, А.А. Тіп, П.С. Колобков та інші. Досліджував і розробляв конструкції з маловуглецевих термозміцнених сталей, запропонував теорію надійності сталевих резервуарів А.А. Сильвестров (ПДАБА).

Протягом останніх десятиліть у Донецькій академії будівництва і архітектури Є. В. Горохов створив наукову школу розрахунку, проектування та застосування опор ліній електропередач високої напруги та забезпечення корозійної стійкості будівельних конструкцій (В.П. Корольов, В.Ф. Мущанов, Є.В. Шевченко). Оригінальні наукові дослідження в галузі будівельних конструкцій виконали відомі вчені України В.Н. Ярин, Н.А. Буданов, І.І. Улицький, Я.Д. Лівшиц, С.Е. Фрайфельд, А.С. Курилло, Є.Ф. Лисенко, Л.М. Поляков, М.С. Торяник, І.Є. Прокопович, А.Я. Барашиков, А.Б. Голишев, С.Н. Клепиков, О.Е. Лопатто, Ф.Є. Клименко, Л.І. Стороженко, О.Л. Шагін,

А.П. Кричевський, П.Ф. Вахненко, С.Ф. Пічугін, В.А. Пахомов, Л.М. Фомиця, С.А. Фомін, В.С. Шмуклер, В.П. Шевельов, М.А. Цейтлін, Б.Г. Гнідець, В.І. Бабич, Е.Д. Чіхладзе, В.С. Дорофєєв, А.Д. Ліберман, В.Д. Таїров, В.І. Скатинський, В.С. Шибанін, В.В. Фурсов.

Розробці нового напрямку сталобетонних конструкцій із зовнішнім стрічковим армуванням та їх впровадженню в будівництво присвячена багаторічна праця Ф.Є. Клименка (Національний університет «Львівська політехніка»).

Багаторічні дослідження труобетонних конструкцій, виконані Л.І. Стороженком, дістали визнання та застосування в будівництві (ПДТУ). За останні десятиліття значні досягнення в галузі надійності будівельних конструкцій має наукова школа, заснована С.Ф. Пічугіним.

Сучасний рівень науки й техніки в Україні є результатом творчої праці вчених, інженерів та архітекторів у співдружності зі спеціалістами інших країн. Завдяки зусиллям вчених, проєктантів і будівельників Україна перетворилася у державу з високим промисловим потенціалом. Зведено вугільні шахти Донбасу, гірничо-збагачувальні комбінати Криворіжжя, металургійні заводи велетні Запоріжжя, Дніпропетровська, хімічні та інші підприємства. Побудовані теплові, атомні й гідроелектростанції, транспортні споруди, зокрема чимало великих металевих і залізобетонних мостів через Дніпро, метрополітени в Києві й Харкові.

2. Області застосування металевих конструкцій і їхня номенклатура

Металеві конструкції досить ефективні при їхньому використанні в умовах значних навантажень і теплових впливів, при освоєнні великих прольотів і висот. Цими обставинами пояснюється широка різноманітність галузей застосування металоконструкцій:

- каркаси промислових будівель (у металургії, машинобудуванні, суднобудуванні, авіабудуванні);

- каркаси будівель великих прольотів суспільного призначення (спортивні споруди, виставкові павільйони, криті ринки, гаражі, ангари, елінги);
- транспортні споруди (мости, шляхопроводи, віадуки, акведуки, естакади);
- каркаси висотних будівель;
- висотні споруди (вежі, щогли, опори високовольтних ліній електропередачі);
- листові конструкції (резервуари, трубопроводи, бункери, газгольдери);
- кранові й інші рухомі конструкції (крани мостові, козлові, порталні, баштові, крани-перевантажувачі, затвори, шлюзові ворота, суднопідйомники);
- конструкції спеціального призначення (атомні й хімічні реактори, конструкції ракетних пускових комплексів, радіотелескопи, морські споруди континентального шельфу й т.п.).

Звідси видно, що в будівництві широко використовуються як стаціонарні, так і рухомі конструкції.

3. Достойнства й недоліки металевих конструкцій

До достоїнств металоконструкцій належать такі властивості як: непроникність, індустріальність, висока надійність, легкість, швидкість монтажу, можливість повторного застосування.

Непроникність конструкцій є наслідком властивості металів не пропускати ні рідину, ні газ.

Під індустріальністю варто розуміти пристосованість конструкцій до виготовлення на автоматичних лініях, що забезпечує високу точність і швидкість виготовлення та зниження собівартості конструкцій.

Надійність конструкцій визначається механічними властивостями металів: однорідністю та ізотропністю. Ці властивості лежать в основі гіпотези про матеріал у механіці твердого тіла. Отже, результати теоретичних розрахунків добре відбивають дійсне поведінку металів під навантаженням, тобто ці результати достовірні й надійні, у той час як для залізобетону й дерева класичну механіку не можна застосувати через складну структуру цих матеріалів.

Нарешті, легкість металевих конструкцій є наслідком високої міцності матеріалу, незважаючи на його значну питому вагу. Наочно це можна показати відношенням розрахункового опору різних матеріалів R_y , кН/см² до їхньої питомої ваги в γ , кН/см³ (табл. 1):

$$c = \frac{R_y}{\gamma}, \text{ см.}$$

Таблиця 1 – Показник міцності різних матеріалів

Матеріал	Бетон В15	Сосна	Сталь С235	Сталь С440	Дюраль
c , см	0,5	2	3	6	10

У фізичному розумінні (сенсі) коефіцієнт c свідчить про те, що вільно висячий відрізок металевої нитки довжиною c обривається під дією власної ваги, тобто не можна побудувати, наприклад, бетонну вежу висотою більше півкілометру.

Разом з тим, незважаючи на очевидні достоїнства, металеві конструкції мають і досить серйозні недоліки, які завжди треба мати на увазі при проектуванні й експлуатації, а саме: слабку стійкість проти корозії; втрату несучої здатності при нагріванні до високих температур.

У вологому середовищі, особливо забрудненої агресивними хімічними елементами, сталь починає інтенсивно окислятися. У таких умовах елементи конструкцій можуть бути повністю зруйновані вже через 2-3 роки. Алюмінієві сплави чинять опір корозії краще, але, проте, і вони не мають абсолютну корозійну стійкість.

При нагріванні сталевих конструкцій до температур біля 600⁰С матеріал повністю втрачає несучу здатність, для алюмінієвих конструкцій критична температура ще нижче – 300⁰С. Тому в умовах підвищеної пожежонебезпеки конструкції необхідно захищати вогнестійким термоізолюючим облицюванням.

4. Корозія та захист від неї

Корозія – це процес руйнування металу внаслідок хімічного, біохімічного чи електрохімічного впливу навколишнього

середовища.

Існують такі види корозії: газова, атмосферна, в електролітах, у рідинах, які не є електролітами (здебільшого органічних, наприклад, у бензині), ґрунтова, структурна (коли руйнується один з елементів структури), електрична (під впливом електричних, особливо блукаючих струмів), контактна (коли між різними металами в місці контакту виникає різниця електричних потенціалів), щілинкова (у вузьких зазорах між різними деталями), при дії нормальних чи дотичних напружень, біологічна (під впливом мікроорганізмів та продуктів їх життєдіяльності) та інші. Швидкість корозії залежить від багатьох факторів, але вирішальною є наявність в навколишньому середовищі агресивних речовин і вологи. Вступаючи в хімічні реакції з агресивними складниками (насамперед з киснем), метал руйнується. Волога створює передумови для електрохімічної корозії і пришвидшує цей процес. На рис. 1 зображена принципова залежність швидкості V атмосферної корозії сталі від товщини плівки адсорбованої вологи i . Ділянка 1 є областю сухої корозії внаслідок окиснення заліза киснем повітря. Втрати металу дуже незначні, практично ними можна нехтувати. Швидкість вологої корозії під адсорбційними плівками води завтовшки 1...10 мкм (ділянка 2 на рис. 1) досягає найвищих значень. Розчинення складових компонентів металу, особливо пилу адсорбованою вологою призводить до утворення водних розчинів електролітів і виникнення електричних потенціалів і струмів. Чим більша різниця потенціалів і сила струму, тим інтенсивніша корозія. Зі збільшенням товщини плівки до 1 мм (так звана мокра корозія) швидкість корозії зменшується внаслідок утруднення доступу кисню. При товщині шару води понад 1 мм швидкість корозії практично постійна. Це так звана корозія в електролітах.

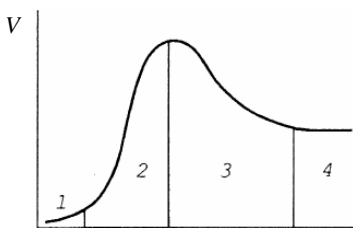


Рис. 1 – Швидкість корозії

Забрудненість атмосфери додатково пришвидшує руйнування металу. В умовах відносно чистого повітря сіл швидкість корозії близько 0,004 мм/рік; у містах це значення може досягати 0,03...0,06 мм/рік; у промислових центрах – 0,04...0,11 мм/рік; в умовах морського повітря, що містить велику кількість води і солей, – 0,07...0,16 мм/рік. У виробничих будівлях, у тому числі сільських, де рівень забруднення значний, швидкість корозії ще вища.

При температурах 0...+60 °C швидкість корозії майже незмінна, при вищих температурах через швидке випаровування води вона знижується. Швидкість корозії сповільнюється і при зниженні температури внаслідок замерзання води. При -20 °C і нижче корозія практично припиняється. Дуже високі температури сприяють зростанню швидкості корозії внаслідок прискорення процесів окиснення та інших хімічних реакцій.

Пришвидшує корозійний процес і наявність напружень у металі. Оскільки деформовані місця мають нижчий потенціал, то між деформованими й недеформованими ділянками конструкцій виникає різниця потенціалів, яка при наявності електроліту зумовлює швидку корозію. Так само різні потенціали мають метал і продукти його корозії. Економічні збитки від усіх видів корозії дуже значні. У промислово розвинених країнах з великими фондами металу вони становлять у середньому 4 % національного доходу. Через корозію втрачається до 1/6 виплавленого металу. Цим пояснюється актуальність питань захисту металу від агресивних впливів.

У будівельних конструкціях найширше застосовують захисні покриття лакофарбовими матеріалами і більш стійкими металами, в окремих випадках вводять відповідні домішки до складу сталі.

Захисні покриття виконують з природних (олійних) чи синтетичних (алкідних, меламінових, кремнійорганічних, епоксидних та інших) матеріалів, які утворюють щільну плівку, стійку до атмосферних і хімічних впливів. Перед нанесенням покриття обов'язково очищують поверхню металу від бруду, окислини, оксидів, води, наносять шар ґрунтівки, яка забезпечує надійне зчеплення захисного шару з поверхнею металу. Детально проєк-

тування захисту конструкцій від корозії регламентується нормативними документами (наприклад, СНиП 2.03.11—85).

Добрим захистом, хоч і дорогим, є покриття сталі шаром стійкого до корозії металу. Сталеві конструкції цинкують або покривають алюмінієм. Алюмінієві сплави, які мають недостатню корозійну стійкість, покривають шаром чистого алюмінію.

Цинк окиснюється значно повільніше, ніж залізо. Якщо ж цинкова оболонка пошкоджується, то внаслідок нижчого електричного потенціалу цинк стає анодом. При електрохімічній корозії завжди в першу чергу руйнується метал з нижчим потенціалом (анод). Тобто маємо так зване захисне анодне покриття. Алюміній має ще нижчий потенціал. Тому він активніше захищає сталь від руйнування, ніж цинк. Окрім цього, на поверхні алюмінію виникає щільна плівка оксидів, яка герметичне прилягає до поверхні металу і тим самим запобігає окисненню як сталі, так і алюмінієвих сплавів. Важливим фактором забезпечення корозійної стійкості конструкцій та їх елементів є правильне конструювання і в першу чергу вибір форми. Найбільші втрати від корозії спостерігаються у конструкціях покрівель (кроквяних фермах, прогонах, з'єднаннях), елементи яких мають тонкі стінки і велику площу горизонтальних поверхонь. Стійкіші до корозії колони, підкранові балки, елементи яких мають більшу товщину. Вища стійкість до корозії у цих випадках пояснюється також вертикальним положенням більшої частини елементів перерізу, що утруднює відкладення пилу. Пил адсорбує вологу з повітря і містить широкий спектр хімічних елементів та їх сполук, створюючи тим самим найсприятливіші умови для електрохімічної корозії. Найвищу стійкість проти корозії мають замкнуті профілі, внутрішній об'єм яких загерметизований, наприклад, труби або гнutoзварні профілі квадратного та прямокутного перерізу. Особливо відзначаються круглі труби, на поверхні яких відкладається значно менше пилу. Найнесприятливішими є двотаври з широкими полицками, де можливі значні відкладення пилу, а також таврові перерізи, складені з двох кутників, у зазорі між якими практично неможливо виконати захист від корозії. В особливо несприятливих умовах (сильноагресивні середовища, високі температури тощо) доцільно використовувати спеціальні сталі, які містять домішки, що під-

вищують корозійну стійкість. Наприклад, мідь на 20...30 % підвищує корозійну стійкість у середовищі промислових підприємств, а в морському повітрі практично не впливає; марганець знижує корозійну стійкість на промислових підприємствах і дещо підвищує у морському повітрі; хром, нікель та інші легуючі компоненти суттєво підвищують її у більшості середовищ. Але при цьому слід зазначити, що зростання обсягів виплавлення легованих сталей стримується малими запасами легуючих компонентів у природі та їх високою вартістю.

5. Сортамент

Для металевих конструкцій промисловість сьогодні постачає прокатні, пресовані, гнуті й гнуто зварені профілі. Наявність готових профілів разом з їх машинною обробкою, механізованими і автоматизованими процесами з'єднання забезпечують індустріальне та швидке виготовлення металевих конструкцій.

Перелік прокатних та інших профілів, у якому зазначені їх форма, розміри, допуски, характеристики металу, маси одиниці довжини профілю, геометричні характеристики перерізів, а також умови постачання, називається *сортаментом*.

Усі профілі за умовами використання поділяють на дві групи: профілі загального і спеціального призначення. Найбільш масові *профілі загального призначення*, які широко використовують у різних галузях промисловості та будівництві при найрізноманітніших силових впливах – розтягу, згинанні, стисканні та їх поєднаннях. До цієї групи належать двотаврові балки, швелери, кутники рівнополічкові і нерівнополічкові, труби круглі, прямокутні, квадратні, профілі таврові, Z-подібні, С-подібні, коритоподібні, листи, круг, квадрат, сталеві линви.

До *профілів спеціального призначення*, які використовують у будівництві, належать профілі, форма й розміри яких визначаються функціональним призначенням та особливостями конструкцій. Це гофровані профілі (профільовані настили для покрівель і стін), профілі вікон, дверей, ліхтарів, двотаврові балки для підвісного транспорту, кранові рейки.

Сталеві профілі отримують шляхом гарячого прокатування, холодного профілювання тонких листів та зварювання.

Сортаменти складають звичайно у порядку зростання основних розмірів профілів і оформляють у вигляді державних стандартів або відомчих технічних умов. Більшу частину профілів зі сталі (сортовий та профільний прокати, безшовні труби, листовий прокат тощо) виготовляють методом гарячого прокатування, яке є найдешевшим (за винятком труб) видом формоутворення.

Сортовий прокат поєднує кутники рівно- і нерівнополічкові, круглу, квадратну та стрічкову сталі. Профільний прокат – двотаври, швелери, таври тощо. З багатьох видів листового прокату в будівництві найбільше застосовують товстолистову та широколистову універсальну сталь.

Гнуті, в тому числі гофровані профілі відкритого типу виготовляють методом безперервного холодного профілювання з листової рулонної сталі. Замкнуті гнутозварні профілі виготовляють так само з подальшим зварюванням замикального шва струмами високої частоти. До них належать електрозварні труби круглого перерізу, профілі квадратного та прямокутного перерізів. Профілі двох останніх типів дорожчі за прокатні. Винятком є електрозварні труби, які дешевші, ніж гарячекатані безшовні.

Зварні двотаврові профілі виготовляють з широколистової сталі на потокових лініях шляхом автоматичного електродугового зварювання.

У конструкціях з алюмінієвих сплавів найчастіше використовують прокатні, гнуті й пресовані профілі. Гарячим прокатуванням отримують листи. Кутники, таври, двотаври, швелери, труби та інші профілі (інколи дуже складної форми), як відкриті, так і закриті, найчастіше виготовляють гарячим пресуванням циліндричної заготовки через матрицю з отвором необхідної форми. Випускають також профілі, гнуті в холодному стані. Простий та дешевий процес пресування, а також великий асортимент зумовлюють найбільше використання пресованих профілів.

При використанні в одній конструкції профілів однакового калібру, але різної товщини відміна за товщиною має становити не менше 2 мм. Забороняється використовувати в одній конструкції профілі однакових розмірів, але з матеріалів різних марок.

З метою зменшення обсягів робіт, зумовлених сортуванням, складуванням, транспортуванням, правленням і обробкою металу, користуються скороченими сортаментами профілів загального призначення. Ці сортаменти складені на основі аналізу конструкцій масового будівництва.

6. Структура вартості металевих конструкцій

Вартість металевих конструкцій орієнтовно складається з наступних витрат:

- проектування – 3%;
- матеріал – 50%;
- виготовлення – 25%;
- транспортні витрати – 7%;
- монтаж – 15%.

Основні шляхи зниження вартості конструкцій полягають у спрощенні конструктивної форми елементів та їхніх вузлів, у скороченні числа допоміжних деталей і стержнів, у підвищенні технологічності елементів при їхньому виготовленні, у широкому застосуванні принципів уніфікації й типізації.

ЛЕКЦІЯ 2

1. Хімічний склад сталей та алюмінієвих сплавів

Механічні властивості сталей та алюмінієвих сплавів у значній мірі визначаються їхнім хімічним складом. Чисте залізо, як і хімічно чистий алюміній, непридатні до використання як конструкційні матеріали – ці матеріали дуже пластичні й швидко деформуються при невеликих напруженнях.

Сталь – це сплав заліза з вуглецем і незначними домішками, що надходять разом з рудою та паливом. У ряді випадків для поліпшення властивостей до складу сталі вводять легуючі компоненти. Залежно від вмісту легуючих складників сталі поділяються на вуглецеві – легуючі компоненти не вводяться; низьколеговані – сумарний вміст легуючих компонентів не перевищує 2,5 %; середньо леговані – легуючих елементів 2,5...10 %; висо-

колеговані – легуючих домішок понад 10 %.

За способом виплавлення будівельні сталі найчастіше бувають мартенівськими або конверторними. Сучасна технологія виплавлення конверторної сталі дає метал, близький за якістю до отриманого в мартенах. Тому при поставках спосіб виплавлення не зазначають. Перспективною є сталь з губчастого заліза прямого відновлення, яке отримують переробкою рудного концентрату в спеціальних печах. Остаточну сталь отримують переплавленням губчастого заліза з необхідними домішками в електропечах. Така сталь відзначається підвищеною чистотою.

Після виплавлення сталь містить розчинені гази (переважно O_2 , CO та CO_2) як наслідок окиснення вуглецю чавуну. При охолодженні ці гази бурхливо виділяються. Сталь ніби кипить, звідси й походить назва кипляча сталь. Виділення газів під час кристалізації призводить до неоднорідності металу. З цієї причини і внаслідок підвищеного вмісту кисню така сталь має знижений опір крихкому руйнуванню. З метою поліпшення якості при закінченні плавки в сталь вводять розкисники, що зв'язують кисень. Реакція окиснення вуглецю припиняється, і сталь кристалізується спокійно. Як розкисники найчастіше використовують відносно дешевий кремній, рідше – дорожчі марганець, алюміній, інколи кальцій чи титан. Таку сталь називають спокійною. Вона значно однорідніша, а вміст кисню низький. Розкисники одночасно поліпшують властивості металу і зумовлюють подорожчання сталі. Напівспокійна сталь є компромісом між киплячою і спокійною. Витрата розкисників у два-п'ять разів менша, ніж для спокійної сталі. Відповідно нижчою є і вартість. Але за якістю така сталь поступається спокійній. Тому для важливих конструкцій та елементів використовують спокійні сталі. Більшість будівельних легованих сталей виплавляють спокійними.

У будівництві найчастіше застосовують вуглецеві й низьколеговані сталі. Середньо леговані сталі використовують менше, а високолеговані – лише в окремих екстремальних випадках, наприклад, при високих чи дуже низьких температурах, в агресивних середовищах. Це зумовлено нестачею і високою вартістю легуючих компонентів.

Вуглецеву сталь поділяють на мало вуглецеву – з вмістом

вуглецю до 0,25 %; середньо вуглецеву – вуглецю 0,25...0,60 %; високо вуглецеву – вуглецю 0,60...1,2 %.

Будівельні сталі містять вуглецю до 0,22 %, тобто вони мало вуглецеві. Два останніх види сталей широко застосовують у машинобудуванні як конструкційні, інструментальні тощо.

Кількість вуглецю має вирішальний вплив на механічні властивості сталей. При сполученні вуглецю із залізом виникають карбіди, які є основними зміцнювальними структурними утвореннями сталі. Збільшення вмісту вуглецю зумовлює зростання міцності, але водночас знижує пластичність та зварюваність сталі. Невеликий вміст вуглецю у будівельних сталях забезпечує їхню добру зварюваність і високу пластичність. Суттєво підвищує міцність без значного зниження пластичності марганець, який завжди наявний у сталях. Його вміст у вуглецевих сталях переважно становить 0,30...0,65 %, а в легованих – більший, залежно від марки сталі. Третьою домішкою, яку найчастіше містять вуглецеві сталі, є кремній – найпоширеніший розкислювач. Він сприяє отриманню дрібнозернистої структури та підвищенню міцності. Але при цьому зменшуються зварюваність і стійкість до корозії. Тому бажано, щоб вміст кремнію не перевищував 0,3 %. В умовах, які спричиняють інтенсивну корозію, корисною домішкою є мідь. Разом з поліпшенням корозійної стійкості мідь підвищує і міцність (хоча менше, ніж марганець), але погіршує зварюваність.

Крім зазначених елементів, леговані сталі додатково містять такі домішки, як нікель, хром, ванадій, вольфрам, молібден, титан, бор тощо, їх введення до складу сталей поліпшує експлуатаційні якості матеріалу. Але при цьому слід пам'ятати, що запаси легуючих елементів обмежені, а вартість висока. Крім того, підвищений вміст легуючих компонентів погіршує зварюваність. Економічно вигідним способом покращення сталі є так зване карбонітридне зміцнення, коли зміцнювальними компонентами є не тільки карбіди металів, але й їхні нітриди. Суттєве підвищення міцності й холодостійкості досягається введенням у сталь невеликої кількості карбіду і нітридоутворювальних домішок: азоту, ванадію, ніобію, що не призводить до помітного погіршення зварюваності та зростання вартості.

Поряд з корисними домішками до складу сталей входять і

шкідливі, які неминуче надходять з рудою та паливом. У першу чергу це сірка і фосфор. Вони роблять сталь крихкою, схильною до утворення тріщин відповідно при високих і низьких температурах. Дуже шкідливими є кисень, водень та вільний азот, які також зумовлюють крихкість сталей.

Суттєвий вплив на якість сталі як матеріалу для металевих конструкцій мають особливості її кристалічної будови. При кімнатній температурі основна складова частина вуглецевої сталі – залізо – перебуває у вигляді мікроскопічних зерен, що мають атомну ґратку фериту. Орієнтація ґраток окремих зерен хаотична. У місцях включень інших елементів і на межах зерен правильність ґратки порушена.

Вуглець перебуває у хімічній сполуці зі залізом, утворюючи карбід заліза – так званий цементит. Ферит досить м'який і пластичний. Цементит, навпаки, дуже твердий і крихкий. Через незначний вміст вуглецю цементит утворюється у невеликій кількості і в структурі сталі має вигляд перліту – тонкодисперсної суміші частинок цементиту і фериту, що не мають правильної кристалічної будови. Розміщується перліт між зернами фериту у вигляді прошарків і окремих включень. Як і цементиту, йому властиві значна міцність і пружність.

Структура легованих сталей подібна до вуглецевої. Легуючі компоненти знаходяться у твердому розчині із залізом, порушуючи правильність кристалічної ґратки зерен фериту, а також сприяючи утворенню карбідів і нітридів, що додатково зміцнюють прошарки між зернами.

Крім зазначених маловуглеродистих сталей звичайної якості в будівельних конструкціях використовують низьколеговані сталі, що мають підвищену міцність: С345, С375, С390, С440, С590. Як легуючі добавки часто використовують мідь, хром, нікель, титан, вольфрам, молібден, ванадій і деякі інші елементи. Вміст кожного з перерахованих вище металів звичайно не перевищує 1%. Марганець у низьколеговані сталі додають до 2%. Комбінуючи у різних пропорціях легуючі елементи, одержують сталі з необхідними механічними властивостями.

Низьколеговані сталі дорожчі звичайних маловуглеродистих, тому застосування їх повинне обґрунтовуватися економічною доцільністю.

Підвищення міцності алюмінію досягають також добавками легуючих металів, відзначених вище, але в дещо більшому процентному відношенні – до 6%.

2. Мікроструктура металів

Неоднорідність структури металу можна помітити тільки в мікроскоп при значному збільшенні. Наприклад, розглядаючи шліфовану поверхню сталі при 100-кратному збільшенні після травлення шліфа кислотою (рис. 2), неважко побачити зернисту структуру металу. Зерна мають неправильну форму, розрізняються за розмірами і розділені темними прошарками по контуру. Кожне зерно являє собою полікристал заліза. Саме зерно має складну структуру, оскільки складається з багатьох монокристалів, довільно орієнтованих у просторі.

Матеріал зерна за хімічним складом – це майже чисте залізо, так званий ферит. Ферит м'який і пластичний, отже, міцність його невелика.

Темні прошарки між зернами утворені з перліту, що є сумішшю фериту із цементитом. Цементит є хімічна сполука Fe_3C – карбід заліза. На відміну від чистого заліза цементит міцний, але крихкий. Перліт за своїми властивостями займає проміжне положення між феритом і цементитом, тобто він досить міцний, пружний і менш схильний до крихкого руйнування. Перлітний твердий кістяк, що обволікає м'які зерна заліза, відіграє в мікроструктурі сталі в деякому розумінні роль армуючої сітки, що надає металу необхідну міцність. У цьому простежується головна роль вуглецю як легуючої добавки у хімічному складі сталі.

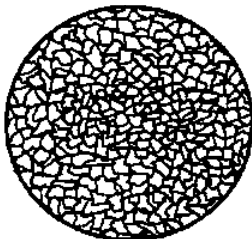


Рис. 2 – Мікроструктура сталі

Інші легуючі елементи також утворюють карбіди в складі перлітного кістяка, істотно спрочнюючи його; крім того, їхні атоми, входячи у твердий розчин заліза, зміцнюють феритні зерна.

Варто помітити, що механічні характеристики сталі істотно залежать від величини зерна. Сталь із грубозернистою структурою більш пластична, але менш міцна, ніж дрібнозерниста. Таким чином, з'являється можливість регулювати механічні властивості сталі шляхом зміни розмірів її зерен.

Як уже згадувалося вище, всі метали і їхні сплави мають зернисту мікроструктуру, багато в чому аналогічну описаній.

3. Термообробка. Старіння металів

Термообробка – це зміна мікроструктури металу під впливом тепла. Розрізняють три види термообробки: загартування, віджиг і відпускання або нормалізація. При загартуванні сталь нагрівають до температури приблизно до 700°C – температури фазового перетворення, а потім швидко охолоджують. У результаті одержують дрібне зерно, сталь стає міцною, але крихкою.

При повільному охолодженні розігрітої сталі, віджигу, зерно збільшується, і сталь втрачає міцність, здобуваючи пластичні властивості. Для одержання бажаної мікроструктури загартований метал піддають нормалізації, відпусканню, тобто повільному охолодженню після нагрівання до температури більш низької, ніж температура фазового перетворення.

Старіння металу – фізичний процес, що являє собою міграцію атомів присадок по кристалічним ґратам. У сталях явище старіння погіршує їхні механічні властивості. В алюмінієвих сплавах старіння відіграє позитивну роль, оскільки помітно збільшує їхню міцність.

4. Залежність міцності від температури

Границю текучості та тимчасовий опір одержують, випробовуючи зразки при температурі $+20^{\circ}\text{C}$. Величини цих характеристик міцності для сталей залишаються практично незмінними при температурах до $+350^{\circ}\text{C}$, далі зі збільшенням температури вони починають помітно знижуватися й падають до нуля поблизу $+600^{\circ}\text{C}$.

Загальна тенденція залежності від температури механічних властивостей металів, що використовуються у будівництві,

така: при зростанні температури зменшуються значення модуля пружності та меж текучості й міцності, а низькі температури підвищують крихкість сталі. Причому ці закономірності нелінійні. Так, нагрівання вуглецевої сталі до 200...250 °C мало змінює її механічні властивості. Але вже при 300...350 °C сталь набуває грубозернистої структури і стає крихкою (так звана сіньюламкість). При цій температурі не рекомендується піддавати її пластичному деформуванню та ударним навантаженням. Подальше нагрівання сталі знову покращує її пластичність, але починають швидко зменшуватися межі текучості та міцності. Наприклад, при 500 °C ці показники зменшуються приблизно у 1,5 раза, а при 600...650°C настає температурна пластичність, тобто межа текучості й модуль пружності наближаються до нуля. Суттєве зменшення пластичних властивостей цих сталей спостерігається при охолодженні нижче -10 °C. При температурі нижче -45 °C сталь стає крихкою.

У низьколегованих сталей температурний діапазон, в якому механічні характеристики можна вважати сталими, ширший, ніж у маловуглецевих, і залежить від складу. Алюмінієві сплави значно гірше чинять опір дії підвищених температур. При температурах, що перевищують 250...300 °C, спостерігається температурна пластичність.

Висока міцність матеріалу зумовлює відносно малі перерізи елементів конструкцій. Водночас метал володіє високою теплопровідністю, тому при пожежі несучі конструкції зі сталі та алюмінієвих сплавів швидко нагріваються до температури переходу металу в *пластичний стан* і настає руйнування. Отже, вогнестійкість металевих конструкцій незначна, що є одним з їхніх недоліків.

У будівельній практиці вогнестійкість металевих конструкцій підвищують найчастіше внаслідок ізоляції конструкції від безпосередньої дії вогню та швидкого нагрівання, влаштовуючи захисні теплоізоляційні шари з бетону, особливо з домішками перліту чи вермикуліту, синтетичних та інших матеріалів, завдяки личкуванню гіпсокартонними плитами, керамічними виробами тощо.

ЛЕКЦІЯ 3

1. Механічні характеристики сталей та алюмінієвих сплавів

Робота матеріалу в конструкціях значно залежить від структури металу. Нерівномірності розподілу напружень, зумовлені концентраторами, складний напружений стан, змінний та вібраційний характер навантажень, низькі температури, а також інші фактори зменшують ділянку пластичної роботи і спричинюють крихкість металу.

Незважаючи на те, що хімічний склад і мікроструктура є важливим чинником, що гарантує якість металу, цих даних ще недостатньо, щоб вірогідно судити про його міцність. Для цього необхідно проведення механічних випробувань зразків матеріалу. Найбільш показовим є випробування на розтягання.

Стандартний зразок піддають розтяганням в розривній машині аж до руйнування. У процесі випробування будується діаграма залежності напружень, що розтягують σ , від відносного подовження ε . На рис. 3 ця залежність показана для звичайних маловуглеродистих сталей C235, C245, C255.

При первісній довжині зразка l та площі його поперечного перерізу A зразок одержує під навантаженням N абсолютне подовження Δl . Іншими словами, напруження, що розтягують, $\sigma = N / A$ викликають відносне подовження $\varepsilon = \Delta l / l$, що й зображено на діаграмі.

На першому етапі випробування, коли розтягання невелике, між напруженнями й деформаціями спостерігається залежність:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon, \quad (1)$$

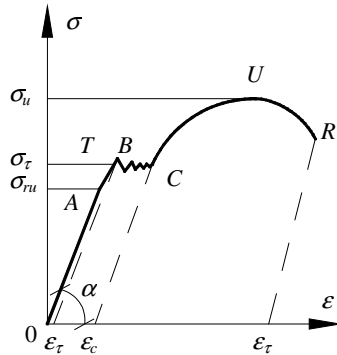


Рис. 3 – Діаграма розтягання сталевих зразків

тут E – коефіцієнт пропорційності, який називають модулем поздовжньої деформації, або модулем Юнга, $E = tg \alpha = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$ для усіх марок сталей. Для алюмінієвих сплавів модуль у тричі менший – $E_a = 0,71 \cdot 10^5 \text{ МПа}$. До речі, у стільки ж разів менша щільність алюмінієвих сплавів; якщо щільність сталей має величину $\rho = 7,85 \text{ г/см}^3 = 7,85 \text{ т/м}^3$, то для алюмінієвих сплавів вона дорівнює $\rho_a \approx 2,70 \text{ г/см}^3$. Зауважимо, що мала твердість алюмінієвих сплавів є їхнім недоліком у порівнянні зі сталями, оскільки із цієї причини алюмінієві конструкції більш деформативні.

Залежність (1) виражає перший закон Гука. Другий закон Гука являє собою взаємозв'язок деформацій зсуву γ з дотичними напруженнями:

$$\tau = G \cdot \gamma, \quad (2)$$

де, як відомо з курсу теорії пружності, $G = 0,5E/(1 + \nu)$ – модуль зсуву; ν – коефіцієнт поперечної лінійної деформації – коефіцієнт Пуассона; для всіх металів $\nu = 0,3$.

При подальшому збільшенні навантаження закон Гука порушується після перевищення рівня напружень σ_{nc} – межі пропорційності, і пряма діаграми переходить у деяку криву $A-B$. Ця крива свідчить про те, що у зразку починають розвиватися пластичні деформації. Після подолання точки B , яку називають зубом текучості, відбувається зрив навантаження при безперервному збільшенні пластичних деформацій; величина напружень коливається біля деякого рівня σ_m – границі текучості. Границі текучості відповідає залишкова пластична деформація $\varepsilon_m = 0,2\%$, яку можна замірити, якщо розвантажити зразок від точки T . Розмір площадки текучості визначається точкою C , $\varepsilon_c = 2\%$, після якої навантаження знову збільшується аж до найвищого рівня напружень σ_u – межі міцності, яку називають також тимчасовим опором. Після досягнення межі міцності навантаження падає при безперервному збільшенні пластичних деформацій до повного розриву зразка. Для звичайних маловуглеродистих сталей залишкова пластична деформація розриву ε_r ,

досягає в середньому 25%, що свідчить про гарну пластичність таких сталей.

Сталі підвищеної й високої міцності не мають площадки текучості, і деформація розриву в них менше – близько 14%. Границя текучості таких сталей установлюється умовно по залишковій деформації $\varepsilon_m = 0,2\%$ (рис. 4). Аналогічну за характером діаграму показують й алюмінієві сплави.

Границя текучості є основною характеристикою, за якою визначають міцність металу. Величина її однакова як при розтяганні, так і при стиску. Крихкі матеріали пластичних властивостей не проявляють, механізм руйнування в них інший.

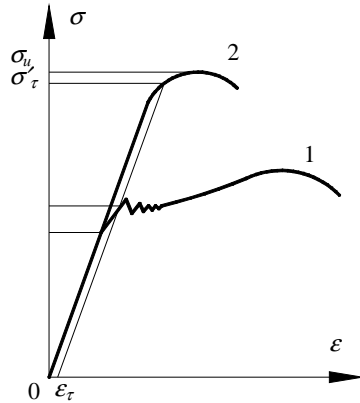


Рис. 4 – Сумішена діаграма сталей різної міцності:

- 1 – сталь звичайної міцності;
- 2 – сталь високої міцності

2. Наклеп. Вібраційна міцність

Не доводячи зразок до розриву при випробуванні на розтягання, розвантажимо його, починаючи з деякої точки F на кривій самозміцнення (рис. 5). Матеріал одержує залишкові пластичні деформації ε'_m . Повторне завантаження на діаграмі буде відповідати лінії розвантаження $\varepsilon'_m - F$, і подальше випробування до розриву завершує діаграму розтягання при тих же деформаціях ε_r , як й в одноразовому випробуванні. Таким чином, повторному завантаженню відповідає друга частина діаграми, що характеризується меншою областю пластичності й більш високою границею текучості σ'_m . Збільшення $\Delta\sigma = (\sigma'_m - \sigma_m)$ називається наклепом. Іншими словами, наклеп – це збільшення межі пружності після попереднього пластичного деформування металу у холодному стані.

Для сталей наклеп – явище небажане, оскільки він погіршує їхні пластичні властивості. В алюмінієвих сплавах наклеп відіграє позитивну роль завдяки істотному підвищенню границі текучості, і отже, і міцності.

Всі описані вище випробування на розтягання виконують при повільному, квазістатичному, завантаженні.

При швидкому завантаженні й швидкому розвантаженні, поведінка матеріалу поводить ся інша навіть при низьких напруженнях (рис. 6). Тут лінія завантаження й розвантаження роздвоюється, створюючи петлю гістерезису. Площа петлі показує величину енергії, що поглинається зразком за один цикл. Очевидно, що ця енергія витрачається в зразку на руйнування міжатомних зв'язків, і після деякої кількості циклів зразок розривається. Це явище називається втомою металу. Руйнування відбувається тим швидше, чим більша площа петлі гістерезису. Наприклад, повний симетричний знакозмінний цикл, розтягання-стиск (рис. 6,б), більш небезпечний, ніж асиметричний (рис. 6,а). Утома слабо проявляється при пульсуючому циклі (рис. 6,в), тобто втома залежить від виду циклу, що характеризується коефіцієнтом асиметрії $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$.

Значення його лежать у межах: $-1 \leq \rho \leq 1$.

Причиною виникнення втоми є численні недосконалості мікроструктури металу. До них належать, наприклад, порушення регулярної кристалічної структури на стиках монокристалів і на границях зерен, тобто в металі завжди є велика кількість мікроскопічних тріщин, де міжатомні зв'язки ослаблені й схильні до розриву при постійно повторюваних силових впливах. Як правило, інтенсивне зростання мікротріщин спостерігається в зоні концентрації напружень, тому в конструкціях, що працюють на вібраційні навантаження, варто уникати різких переломів

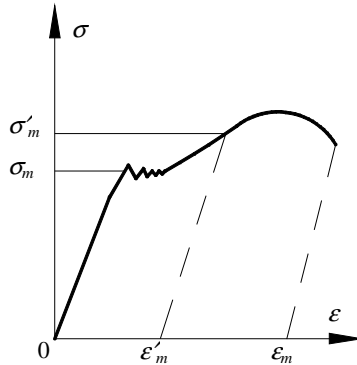


Рис. 5 – Утворення наклепу при розтяганні

у геометричній формі несучих елементів із вхідними гострими кутами, підрізів і кратерів у зварних швах і т.п.

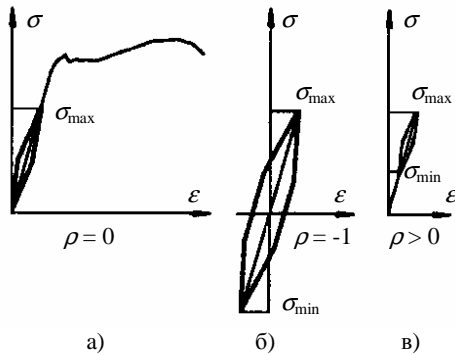


Рис. 6 – Робота металу при вібраційному навантаженні

Варто зазначити, що втома проявляється тим швидше, чим більші розміри елемента за інших рівних умов. Залежність втоми від масштабного фактора пов'язана з тим, що в більшому об'ємі матеріалу втримується більша кількість пороків мікроструктури і, отже, більше вогнищ зародження тріщин.

Для знаходження безпечного рівня напружень від вібраційного навантаження випробовують кілька однакових зразків, що навантажують різними за величиною зусиллями. Зразок, що несе більш високі напруження, руйнується при меншому числі циклів і навпаки. Наносячи результати випробувань на графік, одержують залежність безпечного рівня напружень від числа циклів – криву Велера (рис. 7). Графік показує, що для сталі є такий рівень напружень, при якому руйнування не відбувається, яким би не було велике число циклів, – межа втоми σ_v . Тобто межа втоми визначається асимптотою, до якої наближається крива Велера. Практично крива збігається з асимптотою, коли число циклів досягає 10 млн. За величиною межа втоми для симетричного циклу не перевищує 40% від тимчасового опору σ_u .

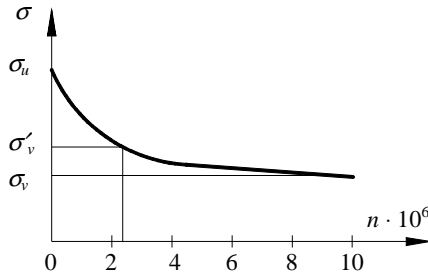


Рис. 7 – Залежність руйнівного напруження від кількості циклів

Якщо за весь строк експлуатації елемент не одержить більше деякої обмеженої кількості циклів $n \cdot 10^6 < 10^7$, то крива Велера дає для подібних випадків більш високий безпечний рівень σ'_v – так звану вібраційну міцність, (див. рис. 7).

Алюмінієві сплави межі утоми фактично не мають, для них за межу утоми приймається умовно вібраційна міцність при двох мільйонах циклів.

3. Пружна й пластична робота. Руйнування

Як зазначено вище, сталі та алюмінієві сплави мають зернисту будову з хаотичною орієнтацією кристалічних ґраток зерен, чим і пояснюються однакові властивості металу в усіх напрямках. Під дією невеликого навантаження розтягу атомні ґратки зерен дещо спотворюються і зразок металу деформується. Після припинення дії навантаження форма зерен та кристалічних ґраток відновлюється, а атоми займають попередні місця. Тобто деформація має пружний характер. Залежність між деформацією і значенням зусилля лінійна.

Під дією навантажень, які дорівнюють або перевищують напруження межі текучості чи умовної межі текучості (див. рис. 2), у кристалічних ґратках відбуваються зсуви, після припинення дії навантаження з'являється залишкова пластична деформація, яка не відновлюється. Накопичення пластичних деформацій призводить до порушення цілісності металу, тобто до його руйнування.

Руйнування буває в'язке (пластичне) – від зсуву; крихке – внаслідок відриву, і змішане.

Дотичні напруження та пластичні деформації, зумовлені переміщенням дислокацій, є причинами *в'язкого руйнування*. У процесі такого руйнування відбувається скупчення дислокацій і пов'язаних з ними пластичних деформацій у певних місцях, що зумовлює виникнення шийки – потоншення матеріалу та появу тріщин.

Крихке руйнування є наслідком розвитку пружних деформацій металу до руйнівних в умовах, коли утруднені пластичні зсуви (наприклад, при плоскому чи об'ємному розтягу). У цьому випадку спостерігається розрив міжатомних зв'язків кристалічних ґраток більшості зерен при дуже незначних зсувах в окремих зернах. Опір матеріалу на відрив суттєво залежить від його структури. Грубозернистість знижує опір відривові і межу текучості. Отже основним завданням легування і термічної обробки є отримання дрібнозернистої однорідно зміцненої структури.

При роботі на стиск метал поводить себе, як при розтягу. Значення межі текучості модуля пружності і довжина ділянки текучості дорівнюють аналогічним показникам при розтягу. Але зруйнувати внаслідок стискання короткі зразки, виготовлені з пластичних металів, не вдається, оскільки зразок розплющується.

4. Робота металу при плоскому й об'ємному напружених станах

При складному напруженому стані роботу металу прийнято оцінювати через зведені напруження, обчислені за енергетичною теорією:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_x \sigma_z + \sigma_y \sigma_z) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} ,$$

де σ_i, τ_{ij} ($i = x, y, z; j = z, y, x$) – відповідно нормальні й дотичні напруження,

або через головні напруження $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3)} .$$

Вид напруженого стану суттєво впливає на механічні характеристики металу. Напруження різних знаків сприяють розвитку пластичних деформацій, але погіршують характеристики міцності. Таким чином, складний напружений стан завжди призводить до погіршення експлуатаційних якостей металу.

ЛЕКЦІЇ 4, 5

ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

1. Групи граничних станів

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію, тобто найменшій зведеній вартості. Останнім часом конструкції розраховують на силові та інші впливи за граничними станами, при яких вони перестають задовольняти вимоги, поставлені під час зведення та експлуатації.

Граничні стани об'єднують у дві групи:

- граничні стани першої групи призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх непридатність до подальшої експлуатації;

- граничні стани другої групи зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування. При граничних станах другої групи експлуатація конструкцій можлива тільки при встановленні відповідних обмежень.

Найпоширенішими граничними станами першої групи є в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами; руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища; загальна втрата стійкості форми; втрата стійкості положення; якісна зміна конфігурації; резонансні коливання; ста-

ни, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо.

До граничних станів другої групи належать надмірні переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях.

Надійність конструкцій забезпечується розрахунком, який повинен враховувати невідгідані значення навантажень та їх поєднання, несприятливі впливи, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції. Розрахунок виконують на основі ідеалізованих припущень та розрахункових схем, які мають відображати дійсні передумови роботи конструкції. При необхідності враховують геометричну і фізичну не-лінійність, деформаційні властивості матеріалів, просторову роботу конструкцій.

2. Навантаження і впливи

2. Під час монтажу і експлуатації на конструкції діють різні навантаження, зумовлені власною масою конструкцій та деталей, масою снігу та ожеледі, технологічним обладнанням та масою матеріалів, що зберігаються, температурними та сейсмічними впливами тощо. Числові та якісні характеристики навантажень визначають за нормативними документами (наприклад, СНиП 2.01.07-85).

Основними характеристиками навантажень і впливів є їхні нормативні значення P_n , які відповідають нормальним умовам виготовлення, монтажу та експлуатації. Можливі несприятливі відхилення значень навантажень від нормативних враховують за допомогою коефіцієнтів надійності щодо навантажень γ_f , які також приймають згідно з нормами. Розрахункові значення навантажень P обчислюють за рівнянням:

$$F = F_n \cdot \gamma_f . \quad (3)$$

Значення коефіцієнта γ_f залежить від мінливості даного навантаження. Наприклад, порівняно з проектними (нормативними) значеннями маса ізоляційних шарів, виконаних в умовах будівельного майданчика, може змінюватися у ширших межах,

ніж тих самих шарів, виконаних у заводських умовах. Тому в першому випадку значення коефіцієнта надійності щодо навантаження вищі, ніж у другому (відповідно $\gamma_f = 1,3$ і $\gamma_f = 1,2$).

Це ж стосується маси несучих конструкцій, які загалом мають менші відхилення маси, ніж ізоляційні шари. Найменші відхилення спостерігаються для металевих конструкцій, що виготовляються на основі прокатних профілів чи листів з найменшими допусками до лінійних розмірів. У цьому випадку $\gamma_f = 1,05$. Для залізобетонних конструкцій, допуски на розміри яких ширші, значення коефіцієнта вище: $\gamma_f = 1,1$. Найвища мінливість характерна для навантажень, зумовлених атмосферними явищами — вітром, снігом. Відповідно найвищими є значення $\gamma_f = 1,4 \dots 1,6$ (див. п. 5.7, 6.11 СНиП 2.01.07-85). Високими є також значення коефіцієнта надійності для навантажень, які виникають під час транспортування і монтажу конструкцій.

Згідно з нормами навантаження класифікують за тривалістю їх дії. Ті, що діють на конструкцію неперервно з часу її виготовлення (власна маса, зусилля попереднього напруження, тиск ґрунту тощо), називають *постійними*. Навантаження, які діють лише певний час, називаються *тимчасовими*. У свою чергу, за тривалістю дії тимчасові навантаження поділяють на *довготривалі* (від маси технологічного обладнання, тиску газів, рідин, сипких матеріалів, що зберігаються у складських приміщеннях, тощо) та *короточасні* (від тиску вітру, зміни температури, дії кранів, ті, які виникають при транспортуванні, ремонтних роботах, випробуваннях тощо).

Навантаження, що виникають тільки у певних умовах (сейсмічні впливи, впливи при аваріях технологічного обладнання, різкому осіданні ґрунтів, обривах тягових канатів тощо), називають *особливими*.

При одночасній дії кількох навантажень розрахунок конструкцій виконують на дію найнесприятливішого їх поєднання. При цьому, враховуючи ймовірність одночасної дії найневигідніших значень окремих навантажень, вводять як множник при навантаженнях коефіцієнт поєднання ψ (див. СНиП 2.01.07-85).

Для визначення розрахункових зусиль у конструкціях нормами встановлено два розрахункових поєднання навантажень:

основне поєднання складається з постійних, довготривалих і короткочасних навантажень, дія яких є несприятливою;

особливе поєднання містить несприятливі постійні, довготривалі, короткочасні та одне найнесприятливіше (з кількох можливих) особливе навантаження.

Коефіцієнт поєднання визначають залежно від тривалості дії навантаження першого виду поєднання згідно з нормативними документами (СНиП 2.01.07-85).

3. Нормативні й розрахункові опори. Коефіцієнти безпеки щодо матеріалів

Основними показниками опору металу силовим впливам є нормативні опори R_{yn} та R_{um} , встановлені відповідно до межі текучості, чи умовної межі текучості, та межі міцності. Ці значення регламентуються нормами проектування з урахуванням статистичної мінливості опорів та умов контролю таким чином, щоб їхня забезпеченість становила не менше 0,95 (рис. 8). Оскільки за державними стандартами контрольні чи бракувальні характеристики металу мають рівну або вищу забезпеченість (0,95... 0,995), то для металевих конструкцій значення нормативних опорів матеріалів дорівнюють їм.

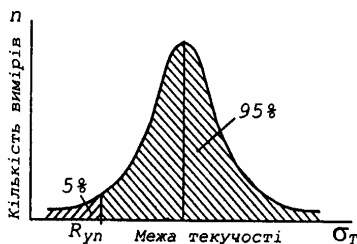


Рис. 8 – Гістограма розподілу міцностей металу і схема визначення R_{yn} .

Значення нормативного опору приймають за межею текучості чи межею міцності залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. У більшості випадків при обчисленнях використовують нормативний опір за межею текучості, оскільки

при перевищенні напруженнями межі текучості в елементах, що згинаються чи розтягуються, розвиваються пластичні деформації і спостерігаються великі переміщення, а стиснені елементи втрачають стійкість. У випадках, коли застосовуються пластичні сплави і згідно з характером роботи конструкції допускаються значні деформації, а несуча здатність визначається міцністю (наприклад, відтяжки, більшість тросових конструкцій, деякі конструкції з високоміцних сталей), нормативний опір приймають за межею міцності.

Оскільки механічні властивості металів перевіряються на металургійних заводах шляхом вибірових випробувань, у конструкції може потрапити метал з властивостями, нижчими за встановлені державним стандартом. Окрім цього, механічні властивості металу контролюють при осьовому розтягові на невеликих зразках правильної форми. Насправді метал працює у великорозмірних конструкціях, найчастіше при складних напружених станах, металовироби можуть мати також від'ємні допуски до розмірів. Вплив цих факторів на зниження несучої здатності конструкцій враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m . Розрахунковий опір визначають шляхом ділення на нього нормативного опору:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}. \quad (4)$$

Значення γ_m залежить від статистичних даних про однорідність металу. Наприклад, для вуглецевих сталей, які масово випускають тривалий час за добре опрацьованою технологією (ТУ 14-1-3023-80), його значення найменші: $\gamma_m = 1,025$, а для відносно нової сталі 12 ГН2МФАЮ (ТУ 14-1-11772-76) – $\gamma_m = 1,15$.

Приймаючи числові значення нормативних R_{yn} , R_{un} і розрахункових R_y , R_u опорів та коефіцієнтів надійності за матеріалом, необхідно керуватися відповідними нормами (наприклад, для сталі – СНиП П-23-81*). Зазначені опори служать для оцінки міцності елементів конструкцій на дію розтягу, стиску, згину. Водночас при роботі матеріалу на зсув, зминання, розтяг у напрямку товщини прокату міцність матеріалу інша. Тому норма-

тивними документами встановлені розрахункові опори також і для різних напружених станів: R_s – зсув, R_p – зминання торцевої поверхні, R_{th} – розтяг поперек товщини прокату та інші.

4. Коефіцієнти умов роботи та надійності конструкцій

Розрахунок не завжди враховує всі обставини роботи конструкцій. Наприклад, у стиснених елементах значної гнучкості навіть невеликі вигини від дії випадкового навантаження, власної маси, наявності початкової кривизни можуть призвести до втрати загальної стійкості. Це стосується і елементів, які зминаються. Конструкції, завантажені переважно постійним навантаженням з малим коефіцієнтом надійності щодо навантаження, можуть зруйнуватися від будь-якого незначного випадкового довантаження. Центрово-стиснені стержні, виконані з кутників, прикріплених однією полчкою, мають значні початкові ексцентриситети прикладення навантаження, що не враховується в обчисленнях. У цих та інших випадках вводиться коефіцієнт умов роботи конструкцій γ_c як множник до розрахункового опору. Значення цього коефіцієнта також регламентується нормативними документами.

Для споруд, які мають різну капітальність, вимоги надійності до конструкцій різні. Наприклад, балка перекриття над приміщенням з великим скупченням людей повинна бути надійнішою, ніж така сама балка в тимчасовій споруді. Вимоги до надійності враховуються коефіцієнтом надійності γ_n на який ділять розрахунковий опір матеріалу. Величину γ_n приймають згідно з „Правилами врахування ступеня відповідальності будівель і споруд при проектуванні конструкцій”.

Для елементів, які розраховують за міцністю з використанням розрахункових опорів R_{α} , вводять коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,3$. Цим враховується зниження надійності таких елементів через високий рівень розрахункового опору, близького до межі міцності.

5. Міцність при центральному розтяганні або стиску

5. Розрахункові напруження (4) у поперечному перерізі елемента із площею A в цьому випадку (рис. 9) дорівнюють:

$$\sigma = N / A . \quad (5)$$



Рис. 9 – Центральне розтягання елемента

Міцність буде забезпечена, якщо напруження не перевершать деякого припустимого рівня, обумовленого границею текучості з урахуванням його можливих відхилень за величиною від бракувального мінімуму. Остання обставина враховується введенням коефіцієнта безпеки по матеріалу $\gamma_m > 1,0$ [13]. Відношення σ_m / γ_m називається розрахунковим опором матеріалу за границею текучості при розтяганні або стиску:

$$R_y = \sigma_m / \gamma_m . \quad (6)$$

Крім того, створюючи критерій міцності, варто мати на увазі умови роботи елемента й ступінь відповідальності споруди, тобто її надійність за призначенням. Таким чином, використовуючи поняття (6), приходимо до наступного критерію міцності:

$$\sigma \leq R_y \gamma_c / \gamma_n , \quad (7)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи; для основних елементів $\gamma_c \leq 1,0$ [1]; $\gamma_n \leq 1,0$ – коефіцієнт надійності конструкцій за призначенням [1].

Коефіцієнт умов роботи показує можливі втрати матеріалу від корозії, недосконалість розрахункової схеми й деякі інші фактори, що впливають на точність розрахунків.

Отримана нерівність (7) гарантує елемент від настання граничного стану.

6. Міцність при чистому вигині

Чистий вигин бруса характеризується одним зусиллям – згинальним моментом M , що зберігає по довжині бруса постійне значення.

Згинальний момент викликає скривлення бруса, супроводжуване поворотом поперечних перерізів (рис. 10). При цьому частина волокон одержує стискаючі пружні деформації, інша частина – розтягуючі; між цими частинами лежить нейтральний шар, що не має будь-яких поздовжніх деформацій.

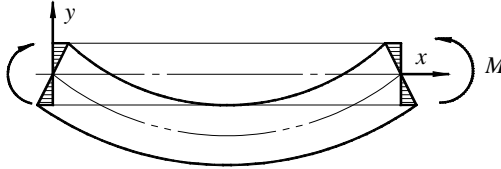
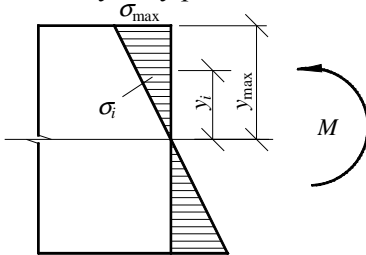


Рис. 10 – Напружений стан елемента при чистому вигині

Беручи до уваги гіпотезу плоских перерізів Я. Бернуллі та закон Гука, одержуємо співвідношення (рис. 11):

$$\sigma_{\max} / y_{\max} = \sigma_i / y_i. \quad (8)$$

Розбиваючи поперечний переріз на n однакових елементарних площадок ΔA , кожна з яких зазнає напруження σ_i , і ставлячи умову рівноваги між зовнішнім моментом M і сумою



внутрішніх моментів $\sigma_i \cdot \Delta A \cdot y_i$, приходимо до рівності

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_i \cdot y_i \cdot \Delta A.$$

Використовуючи попереднє співвідношення (8), одержуємо:

Рис. 11 – Епюра нормальних напружень при вигині

$$M = (\sigma_{\max} / y_{\max}) \cdot \sum_{i=1}^n y_i^2 \Delta A = (\sigma_i / y_i) \cdot \sum_{i=1}^n y_i^2 \Delta A.$$

У границі при $\Delta A \rightarrow 0$ та $n \rightarrow \infty$ маємо:

$$M = (\sigma / y) \cdot \int y^2 dA = \sigma I_z / y .$$

де $J_z = \int y^2 dA$ – екваторіальний момент інерції поперечного перерізу щодо головної осі z , см^4 ; y – відстань від нейтральної осі до розглянутого волокна, см .

З останньої рівності випливає відома формула для знаходження нормальних напружень при вигині:

$$\sigma = M \cdot y / I = M / W , \quad (9)$$

тут $W = I / y$ – момент опору волокна, см^3 .

Визначивши максимальні розрахункові напруження, залишається використати критерій міцності (7):

$$\sigma \leq R_y \gamma_c / \gamma_n .$$

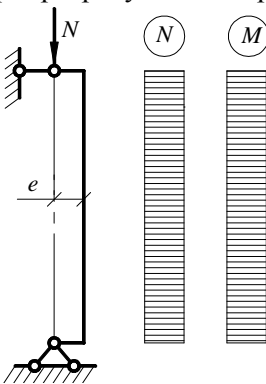
7. Міцність при позацентричному стиску

Якщо лінія дії поздовжньої сили не збігається з віссю стержня, то останній, поряд з осьовим стиском N , зазнає й другого зусилля – згинального момента (рис. 12):

$$M = N \cdot e = \text{const} ,$$

де e – ексцентриситет.

Кожний із цих двох силових факторів викликає нормальні напружень (3.2) і (3.6). За принципом суперпозиції одержуємо сумарні розрахункові напруження:



$$\sigma = N / A \pm M / W \quad (10)$$

і умову міцності в колишньому вигляді (3.4), (3.7):

$$\sigma \leq R_y \gamma_c / \gamma_n . \quad (11)$$

Так само розраховуються й позацентрично-розтягнуті стержні.

Рис. 12 – Розрахункова схема позацентрично-стиснутого стержня

ЛЕКЦІЇ 6,7

1. Теорія міцності

1. Отриманий критерій міцності (7), (9), (12) справедливий лише для найпростішого випадку одноосного напруженого стану матеріалу, що спостерігається при випробуванні зразка на розтягання, звідки отримана найважливіша характеристика міцності – границя текучості.

Розглянемо, однак, поведінку матеріалу у плоскому напруженому стані, коли зразок зазнає поздовжні напруження σ_x та одночасно поперечні σ_y (рис. 13). Для простоти експерименту приймаємо $\sigma_y = const$. Причому для порівняння візьмемо три зразки: перший зразок (рис. 13,а) перебуває в лінійному напруженому стані, другий (рис. 13,б) при поздовжньому розтяганні стиснутих у поперечному, а третій розтягнутий в обох напрямках (рис. 13,в).

Випробування першого зразка дає звичайну діаграму розтягання (рис. 14,а), однак у другого текучість з'являється значно раніше, і руйнування настає при великих залишкових деформаціях, нарешті, останній зразок поводить як крихкий матеріал з високою границею текучості.

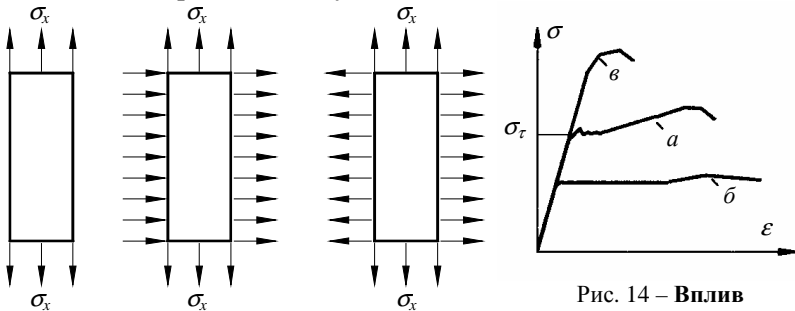


Рис. 13 – Види плоского напруженого стану елемента

Рис. 14 – Вплив напруженого стану на розвиток пластичних деформацій

Звідси виходить, що отриманий вище критерій міцності, що базується на випробуванні матеріалу в лінійному напружено-деформованому стані, неприйнятний у самому загальному випа-

дку (рис. 15), який описується вже тензором напружень другого рангу (13), що включає три компоненти нормальних напружень і шість дотичних.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix}. \quad (13)$$

Із цієї причини ще в XVII ст. з'явилася необхідність у створенні теорії міцності, що встановлювала б зв'язок між міцністю матеріалу при стандартному випробуванні на розтягання й будь-яким його іншим напруженим станом. Для в'язких матеріалів, якими є конструкційні сталі, найбільш прийнятні результати

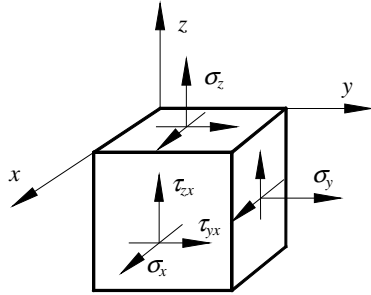


Рис. 15 – Об'ємний напружений стан

дає енергетична теорія формозміни Губера-Мізеса. За цією теорією матеріал переходить у пластичну течію у момент, коли енергія U_ϕ , що поглинається одиницею об'єму матеріалу на зміну форми, дорівнює питомій енергії формозміни при простому розтяганні U'_ϕ , тобто $U_\phi = U'_\phi$.

Виражаючи енергію через компоненти напруженого стану (13), як показано у курсі опору матеріалів, одержуємо $\sigma_{cf} = \sigma_m$, де вираз

$$\sigma_{cf} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}. \quad (14)$$

називається інтенсивністю напружень або приведеним напруженням. Критерій міцності в загальному випадку можна виразити у такий спосіб:

$$\sigma_{ef} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n. \quad (15)$$

Умови міцності (7), (9) і (12) є наслідком цього останнього, оскільки містять тільки один компонент σ_x .

2. Міцність при чистому зсуві

Чистий зсув спостерігається, наприклад, у стінці труби при її кручинні. Елемент стінки $\Delta x \times \Delta y$ зазнає під дією дотичних напружень τ_{xy} , τ_{yx} кутові деформації γ (рис. 16), вони ж – деформації зсуву; тоді у відповідності із другим законом Гука маємо $\tau = G \cdot \gamma$.

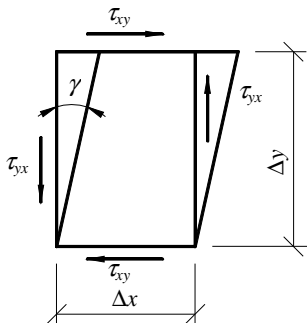


Рис. 16 – Деформація зсуву

і рівні за абсолютною величиною в будь-якій точці деформованого тіла. Аналогічно в загальному випадку можна одержати ще дві рівності: $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ і $\tau_{xz} = \tau_{zx}$. Із цієї причини з дев'яти компонентів тензора (13) у виразі (14) містяться тільки шість.

Повертаючись до плоскої задачі чистого зсуву, на підставі критерію міцності (15) одержуємо при наявності тільки одного компонента τ .

$$\sqrt{3\tau^2} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n, \text{ або } \tau \leq 0,58 R_y \gamma_c / \gamma_n. \quad (17)$$

Позначаючи $R_s = 0,58 R_y$, остаточно приходимо до виразу:

$$\tau \leq R_s \gamma_c / \gamma_n, \quad (18)$$

де R_s – розрахунковий опір матеріалу на зріз.

3. Міцність при простому вигині

Розглянутий вище випадок чистого вигину є частинним випадком простого вигину. На відміну від чистого простий вигин

Зазначимо, що дотичні напруження підкоряються закону парності, що випливає з умови рівноваги $\sum M_0 = 0$:

$$\tau_{xy} \Delta x \Delta y - \tau_{yx} \Delta y \Delta x = 0,$$

$$\text{тобто } \tau_{xy} = \tau_{yx}. \quad (16)$$

Звідси випливає важливий висновок: дотичні напруження завжди діють по двом взаємно-перпендикулярним площадкам

характеризується, крім згинального моменту M , ще й поперечною силою Q . Наприклад, у звичайній балці, симетрично завантаженої двома зосередженими силами (рис. 17), середня ділянка перебуває в умовах чистого вигину, у той час як кінцеві ділянки працюють на простий вигин.

Зазначимо, що поперечна сила є похідною від моменту. Розглянемо балку, завантаженою розподіленим довільним образом навантаженням (рис. 18). Виріжемо з балки нескінченно-малий елемент Δx і запишемо умови його рівноваги (рис. 19) $\sum M_A = 0$:

$$\sum Y = 0, \text{ тобто } Q\Delta x + q\Delta x^2/2 + \Delta M = 0; \Delta Q - q\Delta x = 0.$$

Зневажаючи нескінченном-малим другого порядку, у границі одержуємо

$$Q = -\frac{dM}{dx}; q = \frac{dQ}{dx}. \quad (19)$$

Ці диференційні залежності корисні для перевірки правильності побудови епюр.

При простому вигині залишається справедливою вимога міцності по нормальних напруженнях (10):

$$\sigma = M/W \leq R_y \gamma_c / \gamma_n.$$

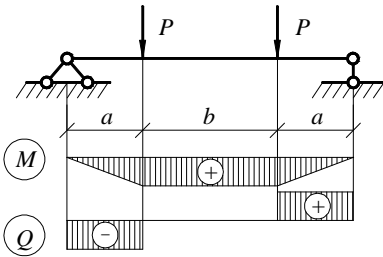


Рис. 17 – Приклад простого вигину із зоною чистого вигину

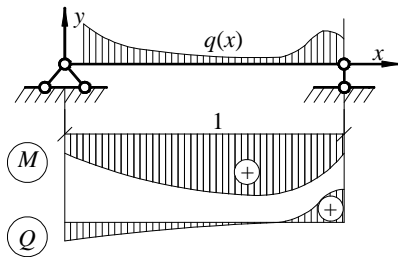


Рис. 18 – Простий вигин стержня від довільно розподіленого навантаження

У той же час перерізаюче зусилля Q повинне викликати деформації зрізу у поперечних перерізах, тобто необхідно задовольняти також умові міцності на зсув (18):

$$\tau \leq R_s \gamma_c / \gamma_n. \quad (20)$$

Дотичні напруження при простому вигині легко знаходять із умови рівноваги відсіченого елемента бруса довжиною Δx горизонтальною площиною в рівні дії шуканих напружень τ (рис. 20):

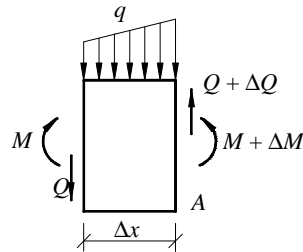


Рис. 19 – До аналізу диференційних залежностей у брусі при вигині

$$\tau b \Delta x - \sum_{i=1}^n \sigma_i \Delta A = 0 \quad (21)$$

де b – ширина перерізу; ΔA – елементарна площа відсіченого перерізу. Враховуючи, що згідно (10) $\Delta \sigma_i = \Delta M \cdot y_i / I$, одержуємо:

$$\tau b \Delta x = \frac{\Delta M}{I} \sum_{i=1}^n y_i \Delta A.$$

Виконуючи граничний перехід $n \rightarrow \infty$, $dA \rightarrow 0$, $\lim_{i=1}^n y_i dA = \int_A y dA = S_0$, знаходимо $\tau b \Delta x = \Delta M \cdot S_0 / I$, або $\tau = \frac{\Delta M S_0}{\Delta x I b}$, де S_0 – статичний момент відсіченої частини перерізу щодо головної осі, см^3 .

І, нарешті, спрямовуючи $\Delta x \rightarrow 0$, на підставі першої диференційної залежності (19) одержуємо відому формулу Журавського для обчислення дотичних напружень при вигині:

$$\tau = \frac{Q S_0}{I b}. \quad (22)$$

Якщо характер епюри нормальних напружень при вигині за законом плоских перерізів не залежить від форми перерізу, то розподіл дотичних напружень істотно відрізняється для різних

конфігурацій робочої площі. Наприклад, для прямокутного перерізу шириною b дотичні напруження розподіляються за законом квадратної параболи (рис. 3.13,а), для двотавра епюра знає розриву у місці зміни ширини (рис. 3.13,б).

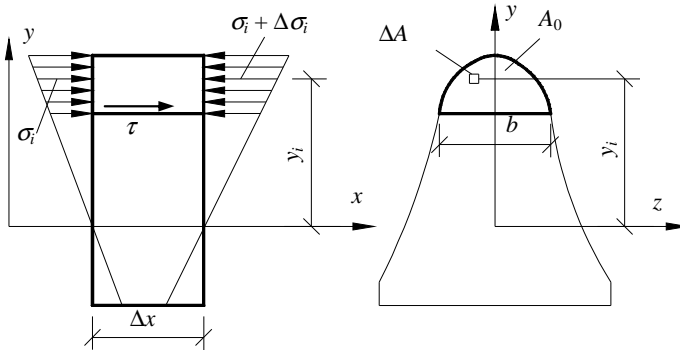


Рис. 20 – До розрахунку дотичних напружень при вигині

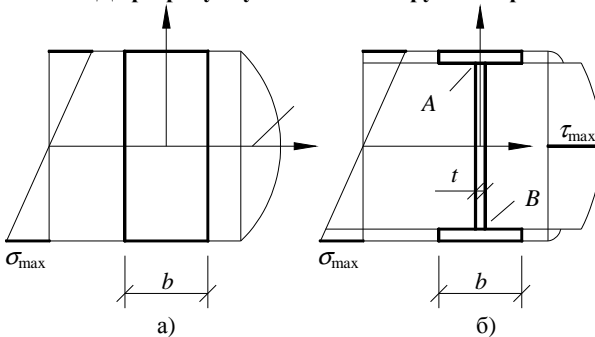


Рис. 21 – Епюри напружень у поперечному перерізі

При простому вигині крім частинних умов міцності за нормальними і дотичними напруженнями (11) і (20) необхідно дотримувати загальну умову міцності (20), що у цьому випадку приймає вигляд:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y \gamma_c / \gamma_n . \quad (23)$$

Коефіцієнт 1,15 уводиться для випадків, коли припустимий деякий розвиток пластичних деформацій в обмеженій локальній зоні. Звичайно цю умову перевіряють для двотаврів на краю сті-

нки у точках A й B (рис. 21,б). Отже, міцність при простому вигині визначається трьома умовами (11), (20) і (23), тобто

$$\left. \begin{aligned} \sigma &\leq R_y \gamma_c / \gamma_n; \\ \tau &\leq R_s \gamma_c / \gamma_n; \\ \sigma_{ef} &\leq 1,15 R_y \gamma_c / \gamma_n. \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Аналогічно розглядається міцність при вигині у двох площинах, тобто при косому вигині.

4. Міцність стиснуто-вигнутого стержня

Умови (24) справедливі також для стержня, що зазнає вигину одночасно зі стиском або з розтяганням (рис. 22). Однак тут варто враховувати той факт, що нормальні напруження викликаються як осовою силою, так і згинальним моментом $\sigma = N / A \pm M / W$.

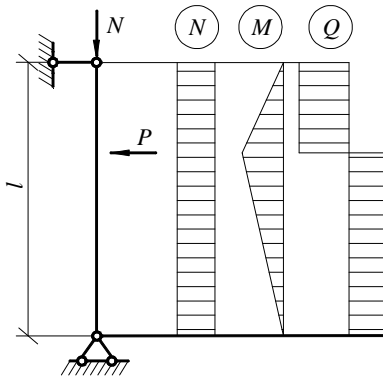


Рис. 22 – Розрахункова схема стиснуто-вигнутого стержня

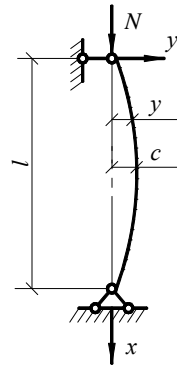


Рис. 23 – Втрата стійкості центрально-стиснутого стержня

5. Стійкість центрально-стиснутого стержня

5. Припустимо, що умова міцності стержня виконується $\sigma \leq R_y \gamma_c / \gamma_n$, однак при стиску це ще не означає, що несуча здатність стержня забезпечена.

При великій довжині стержня й значній величині сили N можлива криволінійна форма рівноваги, тобто, якщо зігнути

яким-небудь способом стиснутий стержень і потім зняти вплив, який це викликає, пружної енергії стержня може не вистачити, щоб повернути його у вихідний прямолінійний стан. Втрата стійкості прямолінійної форми рівноваги свідчить про недостатню несучу здатність системи. Отже, стискаючи силу необхідно обмежувати величиною, яка менша деякого небезпечного критичного значення N_{cr} , при якому стержень може втримуватися у скривленому стані.

Це критичне значення знайдене Ейлером з умови рівноваги вигнутого стержня під дією поздовжньої сили N (рис 23).

З курсу опору матеріалів відоме рівняння пружної лінії

$$EIy'' = M, \quad (25)$$

де EI – жорсткість стержня при вигині.

Згинальний момент у довільному перерізі бруса залежить від величини прогину y :

$$M = -N \cdot y. \quad (26)$$

Підставляючи це значення моменту у вихідне рівняння (3.22), одержуємо залежність прогину пружної лінії від величини стискаючої сили:

$$EIy'' = -N \cdot y. \quad (27)$$

Диференціальному рівнянню (3.24) задовольняє лінія прогину y формі напівхвилі синусоїди $y = C \sin(\pi x / l)$, тобто $-EIC(\pi^2 / l^2) \sin(\pi x / l) = -NC \sin(\pi x / l)$, отже, криволінійна форма рівноваги можлива при значенні сили стиску, рівної:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2. \quad (28)$$

Отримана формула Ейлера наочно показує, що стержні більш стійкі з матеріалів з більшим модулем пружності E й меншою довжиною.

Величина критичної сили, крім того, залежить від умов закріплення кінців стержня. Наприклад, для стержня з вільним верхнім кінцем (рис. 24,а) пружна лінія збігається зі чвертю синусоїди, тоді даний випадок може бути зведений до попереднього при $l = 2L$. Отже, стійкість цього стержня в 4 рази менше, ніж першого, при одній і тій же геометричній довжині. Аналогічно можна розглянути й інші випадки закріплення (рас. 24, б;

24,в). Для всіх типів закріплення кінців стержня формула (28) зберігає силу з урахуванням запису теоретичної довжини l через геометричну L :

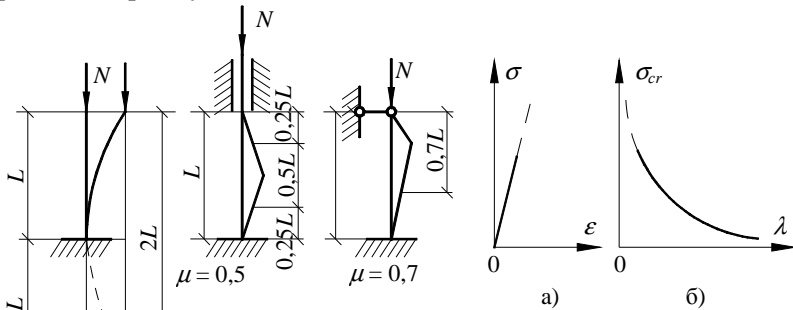


Рис. 24 – Схеми закріплення стержня:

- а – з вільним верхнім кінцем;
- б – із затисненими кінцями;
- в – із затисненим і шарнірним закріпленнями

Рис. 25 – Робота ідеально-пружного стержня при стисканні:
 а – діаграма $\epsilon - \sigma$;
 б – діаграма $\lambda - \sigma_{cr}$

$$l = \mu L, \quad (29)$$

де μ – коефіцієнт приведення довжини стержня.

Формула Ейлера дозволяє одержати критичну величину стискаючих напружень:

$$\sigma_{cr} = N_{cr} / A = \pi^2 EI / (Al^2) = \pi^2 Ei^2 / l^2 = \pi^2 E / \lambda^2, \quad (30)$$

тут A – площа поперечного перерізу стержня; $i = \sqrt{I / A}$ – радіус інерції перерізу; $\lambda = l / i = \mu L / i$ – гнучкість стержня.

Вираз (30) являє собою залежність критичного значення стискаючих напружень від гнучкості – гіперболу Ейлера (рис. 25,б). Однак зазначимо, що отримана крива справедлива тільки для ідеально-пружного матеріалу, діаграма роботи якого представлена на рис. 25,а. Реальний же метал має пружно-пластичні властивості. Зокрема, робота пружно-пластичного матеріалу відповідає діаграмі Прандтля (рис. 26,а), і, отже, гіпербола Ейлера втрачає сенс для малих гнучкостей, оскільки діючі напруження не можуть перевищити границю текучості

σ_m (рис. 26,б). Насправді метал має більш складну діаграму роботи $\sigma - \varepsilon$, що відбивається на залежності критичних напружень від гнучкості (рис. 27). Тут гіпербола Ейлера справедлива тільки для області, де робота матеріалу відповідає закону Гука та де критичні напруження не перевершують межі пропорційності $\sigma_{nc} : \sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2 \leq \sigma_{nc}$. Із цієї умови знаходимо мінімальну гнучкість, що обмежує область застосування рішення Ейлера, $\lambda_0 \geq \pi \sqrt{E / \sigma_{nc}}$, для сталі $\lambda_0 \geq 100$. Для менших значень гнучкості критичні напруження відповідають іншому більш складному закону.

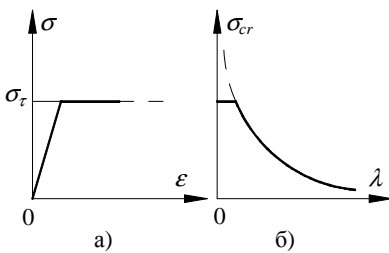


Рис. 26 – Робота стиснутого стержня з ідеального пружно-пластичного матеріалу

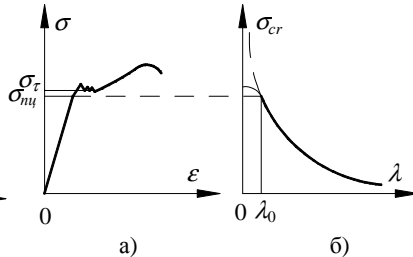


Рис. 27 – Робота стиснутого стержня з реальної сталі

Таким чином, умову стійкості центрально-стиснутого стержня можна виразити наступною залежністю:

$$\sigma \leq \sigma_{cr} \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \frac{1}{k}, \quad (31)$$

де $\sigma = N / A$ – діючі напруження; $k > 1,0$ – коефіцієнт запасу, що враховує можливу початкову кривизну стержня, випадкове зміщення поздовжньої сили з осі стержня та інші недосконалості.

Уведемо в нерівність (31) коефіцієнт, який зветься *коефіцієнтом стійкості*, або коефіцієнтом поздовжнього вигину:

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{k R_y}. \quad (32)$$

Тоді умова стійкості запишеться у вигляді:

$$\sigma \leq R_y \varphi \gamma_c / \gamma_n. \quad (33)$$

Очевидно, коефіцієнт стійкості залежить, як і критичні напруження, від гнучкості λ й, крім того, від розрахункового опору R_y : $\varphi = \varphi(\lambda, R_y)$. Значення коефіцієнта наведені в табл. П5 додатка.

При зміні гнучкості в границях $0 \leq \lambda \leq \infty$ коефіцієнт стійкості змінюється у межах $1,0 \geq \varphi \geq 0$.

6. Стійкість позацентрово-стиснутого та стиснуто-вигнутого стержнів

Такі стержні, крім осевого стискання, зазнають згинальний момент, який із самого початку навантаження вже викликає деяке скривлення пружної лінії, що погіршує стійкість стержня (рис. 28). У цьому є принципова відмінність проблеми стійкості цих стержнів від стійкості при центральному стисканні. Однак фізична картина втрати стійкості в обох випадках аналогічна. Якщо поздовжня сила N невелика, то будь-яке випадкове додаткове скривлення стержня не тягне втрату стійкості, оскільки накопичена потенційна енергія вигину здатна повернути стержень у вихідний стан після усунення збурюючої сили. Але як тільки величина поздовжньої сили дістане критичне значення, прогин стержня починає мимовільно збільшуватися аж до повного руйнування стержня.

Умова стійкості при стисканні з вигином має аналогічну структуру, як і при центральному стисканні:

$$\sigma \leq R_y \varphi_e \gamma_c / \gamma_n, \quad (34)$$

$$\text{де } \sigma = N / A \quad (35)$$

- напруження осевого стискання; $\varphi_e = \varphi_e(\bar{\lambda}; m_{ef})$ – коефіцієнт стійкості при стисканні з вигином, $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ – умовна гнучкість стержня; $m_{ef} = \eta m$ – приведений відносний ексцентриситет; η – коефіцієнт впливу форми перерізу [1]; $m = e / \rho$ – відносний ексцентриситет; $e = M / N$ – абсолютний ексцентриситет; M – згинальний момент у стержні; $\rho = W / A$ – ядрова відстань у перерізі.

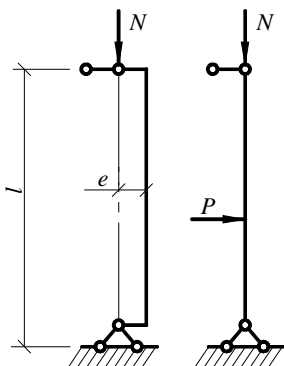


Рис. 28 – Розрахункові схеми позациентрово-стиснутого й стиснуто-вигнутого стержнів

від перевірки міцності (12), де напруження вигину враховують у явній формі (11).

Коефіцієнт η урахує величину області поширення пластичних деформацій по перерізу стержня в момент втрати стійкості й залежить від конфігурації перерізу.

Ядрова відстань визначає розміри ядра перерізу (рис. 29). Ядро перерізу – це область, при завантаженні якої силою, у перерізі не виникають напруження різного знака.

Відзначимо, що при перевірці стійкості нормальні напруження в умові (35) обчислюють тільки від осьової сили, див. (35), на відміну

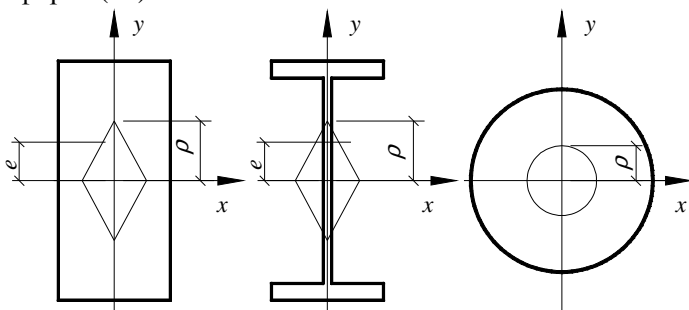


Рис. 29 – Ядро перерізу:

а – прямокутного; б – двотаврового; в – круглого

Варто підкреслити також, що робота стиснуто-вигнутого стержня відрізняється від такої при позациентровому стисканні наявністю поперечної сили, що, однак, мало впливає на стійкість. Тому розрахунок на стійкість в обох випадках ведеться однаково. Ексцентриситет у стиснуто-вигнутому стержні розраховують за максимальним моментом $e = M / N$.

Умова (34) виражає критерій стійкості в площині дії моменту. В іншій площині, перпендикулярній площині дії моменту, стержень ексцентриситету не має, однак згаданий момент погі-

ршує стійкість і тут. Тому, застосовуючи критерій стійкості при центральному стисканні (33), у праву частину нерівності вводять понижуючий коефіцієнт " c " < 1 , що залежить від моменту:

$$\sigma \leq R_y \varphi c \gamma_c / \gamma_n, \quad (36)$$

де $\varphi = \varphi(\lambda; R_y)$ – коефіцієнт стійкості при центральному стисканні, $c = \beta / (1 + \alpha m)$, α і β – коефіцієнти, обумовлені формою перерізу [13].

Тут нормальні напруження також обчислюють тільки від поздовжньої сили (3.32).

7. Стійкість стержня при вигині

7. Стійкість може бути втрачена й під час відсутності поздовжньої сили. Наприклад, вузька довга консоль має тенденцію під вертикальним навантаженням виходити із площини дії моменту, прогинаючись у горизонтальній площині із крутінням (рис. 30).

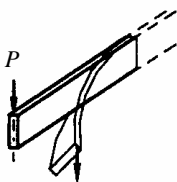


Рис. 30 – Приклад втрати стійкості при вигині

Критерій стійкості записується аналогічно попередньому:

$$\sigma \leq R_y \varphi_b \gamma_c / \gamma_n, \quad (37)$$

де $\sigma = M / W$ – максимальні напруження у стиснутому волокні. Коефіцієнт стійкості φ_b залежить від багатьох факторів, у тому числі від довжини балки, від умов її за-

ріплення, згинальної і крутильної жорсткостей, виду й місця розташування навантаження [1].

ЛЕКЦІЯ 8

1. Загальні відомості

У будівництві використовують такі основні види з'єднань: за допомогою зварювання, болтові, на заклепках. Найпоширенішими є зварні з'єднання (близько 95 % усіх з'єднань), хоча бо-

лтові й заклепкові з'єднання відомі раніше. Винахідником зварювання є вітчизняний вчений М. М. Бернардос. У 1882 р. він запатентував «Спосіб з'єднання і роз'єднання металів дією електричного струму», в якому запропоновано розігрівати метал електричною дугою з використанням неплавких вугільних електродів. Метал, потрібний для заповнення об'єму шва, отримували за рахунок присадкового стержня, що плавився в електричній дузі.

Цей процес був удосконалений російським вченим М.Г.Слав'яновим, який у 1888 р. запропонував спосіб зварювання електродом, що плавиться. У 20-х роках минулого століття ідеї зварювання розробляв Д. А. Дульчевський, а з кінця 30-х років – акад. Є.О. Патон, який запровадив більшість із сучасних методів зварювання. Нині справу акад. Є. О. Патона продовжують вчені Українського інституту електрозварювання, який відіграє роль провідної науково-дослідної установи світового масштабу.

Широке застосування зварних з'єднань забезпечують такі їхні переваги:

- висока міцність та надійність;
- відсутність проміжних деталей та отворів (що спрощує конструкцію);
- простота виконання;
- економія металу на 10-20% порівняно з болтовими та заклепковими з'єднаннями (через відсутність ослаблень та проміжних деталей);
- високий рівень механізації та автоматизації процесів зварювання.

Водночас зварні з'єднання мають певні недоліки:

- залишкові деформації та напруження внаслідок нерівномірного нагрівання та вистигання металу;
- значні концентрації напружень поблизу та безпосередньо у швах, що зумовлює зниження міцності при повторних і вібраційних навантаженнях;
- у навколошовній зоні термічно та механічно зміцнені метали відпускаються;
- для виконання зварного з'єднання потрібне спеціальне обладнання.

У будівництві найбільше використовують електродугове зварювання. За рівнем механізації та автоматизації процесів розрізняють такі його види: ручне, напівавтоматичне (автоматизована подача зварювальних матеріалів і ручне переміщення дуги вздовж шва) та автоматизоване зварювання (всі операції автоматизовано).

За способом заповнення шва металом та технологічними ознаками розрізняють:

- зварювання електродом, що плавиться;
- зварювання неплавким електродом (вугільним чи вольфрамовим із введенням у дугу присадкового стержня для отримання необхідного об'єму рідкого металу і заповнення шва).

Розплавлений метал ізолюється від дії атмосферного повітря шаром шлаку, флюсу чи струменем захисного газу.

З'єднання за допомогою заклепок використовують у металевих конструкціях з 20-х років XIX ст. Болтові з'єднання з'явилися практично одночасно з чавунними конструкціями (близько середини XVIII ст.). Багаторічна практика використання таких з'єднань свідчить про їхню високу надійність.

Болти широко використовують під час монтажу конструкцій, що зумовлено простотою їх встановлення. Вони не потребують спеціалізованого обладнання. Відсутність термічної дії дає змогу уникнути залишкових напружень та деформацій. Отвори під болти чи заклепки є відносно невеликими концентраторами напружень. Цим забезпечується необхідна надійність конструкцій при несприятливому характері навантажень. Тому при інтенсивних динамічних, вібраційних та повторних навантаженнях доцільно використовувати заклепкові й болтові з'єднання.

2. Класифікація та характеристика зварних швів

За конструктивними ознаками розрізняють стикові, кутові й прорізні шви.

Стиковими швами з'єднують елементи, розміщені в одній площині (рис. 31, а). Ці шви найраціональніші, бо створюють найменші концентрації напружень. Їхнім недоліком є необхідність додаткової обробки граней з'єднаних елементів значної

товщини для забезпечення повного провару (рис. 31, в-є). Чим більша товщина елементів, які підлягають з'єднанню, тим складніший вид обробки використовують і більший кут зрізання граней. Загалом рекомендовані кути найчастіше перебувають у межах $\alpha = 30 - 70^\circ$.

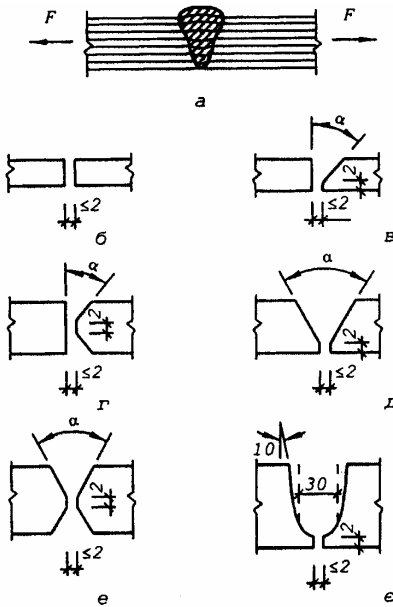


Рис. 31 – Стовкові шви і обробка граней перед зварюванням:

- а – стикове з'єднання і характер силових ліній; б – без обробки;
- в, г – односторонні Y- та K-подібні;
- б, е – двосторонні V- та X-подібні; е – криволінійна обробка

но зазначити, що виготовлення прорізів дуже трудомістке. Різновидом прорізнних швів є електрозаклепки, утворені наплавленням металу в отвори одного зі з'єднуваних елементів (рис. 33). Для виготовлення електрозаклепок використовують електроди з тугоплавкими обмазками. Під час зварювання електрод поступово заглиблюється у розплавлений метал, поки верхній елемент не буде проплавлено наскрізь. Тугоплавка обмазка електрода плавиться повільніше, ніж сталеве осердя, і захищає

Кутові шви утворюються при наплавленні шва в куті, складеному гранями з'єднуваних елементів. За формою вони близькі до трикутника. Залежно від положення відносно напрямку дії зусилля кутові шви поділяють на флангові й лобові. Шви, паралельні лінії дії зусилля, називаються *фланговими* (рис. 32, а), а перпендикулярні – *лобовими* (рис. 32, б).

Кутові шви створюють значні концентрації напружень, оскільки при передачі зусилля з одного елемента на другий силові лінії дуже викривлюються (рис. 33, в).

Прорізні шви утворюються при заповненні металом прорізів у з'єднуваних елементах (рис. 33). Необхідно

дугу від розплавленого металу. Після видалення електроду розплав заповнює отвір і утворює електрозаклепку.

За призначенням шви поділяють на робочі (розрахункові), які служать для передачі зусиль, близьких до їхньої несучої здатності, та конструктивні, що служать лише для фіксації елементів і не передають значних зусиль.

За протяжністю розрізняють шви суцільні й переривчасті.

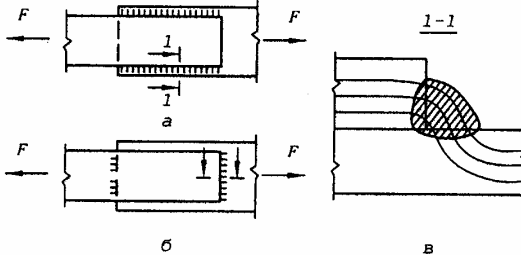


Рис. 32 – З'єднання на кутових швах:

а – флангових; б – лобових; в – переріз кутового шва і характер силових ліній

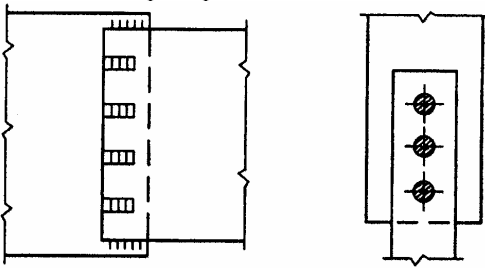


Рис. 33 – Прорізні шви

складнішими є стельові шви, що накладаються знизу. Якість таких швів нижча, тому при конструюванні їх необхідно уникати.

Загалом у конструкціях зі зварними з'єднаннями необхідно передбачати використання механізованих і автоматизованих способів зварювання. При проектуванні конструкцій з нижніми швами значної довжини найпродуктивніше автоматичне зварювання. Напівавтоматичне зварювання менш продуктивне. Але при цьому можливе виконання швів будь-якого просторового положення. Можна рекомендувати автоматичне зварювання під шаром флюсу для поясних швів балок, колон та інших елементів довжиною понад 3 м, а також стикових швів – понад 500 мм; напівавтоматичне в середовищі вуглекислого газу – при менших

За положенням у просторі під час зварювання шви поділяють на нижні, вертикальні, стельові, горизонтальні на вертикальній поверхні та човником (рис. 34). Найзручнішими для виконання є нижні шви. Шви на вертикальній площині складніші й вимагають висококваліфікованого підходу. Най-

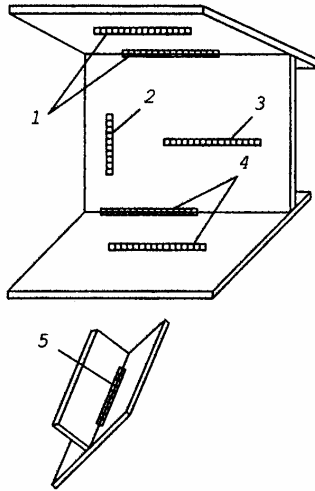


Рис. 34 – Положення швів у просторі:

1 – стельові; 2 – вертикальні; 3 – горизонтальні на вертикальній поверхні;
4 – нижні; 5 – човником

довжинах швів. Якщо ж автоматичне чи напівавтоматичне зварювання виконати неможливо, застосовують ручне.

3. Види зварних з'єднань

3. Стандарти на електродугове зварювання передбачають такі види з'єднань: стикове, кутове, таврове, внапуск (рис. 35).

Стикові з'єднання виконують за допомогою стикових швів у балках, ригелях, колонах будівель, резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах тощо. Особливо доцільні вони в листових конструкціях, оскільки забезпечують найменшу концентрацію напружень, економічні, зручні для фізичних методів контролю якості, герметичності швів.

Таврові й кутові з'єднання використовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо. Такі з'єднання можуть бути з повним і неповним проплавленням товщини. При статичних навантаженнях проектують неповне проварювання, бо проплавлення всієї товщини ускладнює процес зварювання і

зумовлює його подорожчання. Повне проплавлення передбачають лише у достатньо обґрунтованих випадках, наприклад, у поясних з'єднаннях підкранових балок, оскільки непровар у корені шва є концентратором напружень і зумовлює значне зниження втомної міцності металу шва.

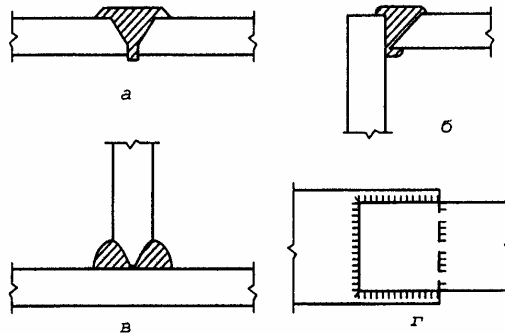


Рис. 35 – Види зварних з'єднань:
а – стикове; б – кутове; в – таврове; г – внапуск

З'єднання внапуск утворюють з допомогою кутових швів і використовують у більшості монтажних стиків та досить часто у заводських умовах. Для цього виду з'єднання допускаються менші точності виготовлення деталей та спрощується виконання. На відміну від стикових з'єднань внапуск властиві значні концентрації напружень, що негативно впливають на їхню роботу при динамічних навантаженнях. При статичних навантаженнях і використанні пластичних сталей негативний вплив концентрацій напружень у кутових швах незначний.

Застосування у будівельних конструкціях прорізних швів, електрозаклепок і переривчастих швів обмежене. Їх можна використовувати у несучих конструкціях, на які не впливають рухомі чи вібраційні навантаження та розтягувальні зусилля, а також у допоміжних елементах. Відстань між переривчастими швами не повинна перевищувати $15t$ у стиснених і $30t$ у розтягнених неробочих елементах (t – найменша товщина з'єднуваних елементів).

Якість зварних швів обов'язково контролюють. Методи контролю регламентовані у частині III „Будівельних норм і правил” на виконання і приймання робіт.

4. Стискові з'єднання. Основи розрахунку і конструювання

Стикові шви у з'єднанні можуть бути розміщені перпендикулярно (рис. 36, а) або під кутом (рис. 37) до лінії дії сили. Такі з'єднання найраціональніші, оскільки мають найменші матеріаломісткість і концентрації напружень.

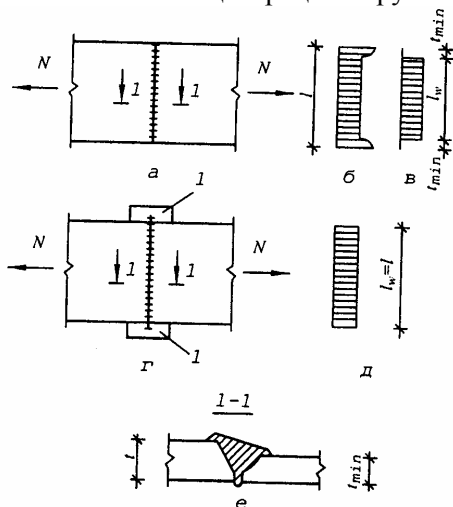


Рис. 36 – Розрахунок стикових швів на дію осової сили: а – без вивідних планок; б – фактична епюра нормальних напружень; в, д – розрахункові епюри; г – з вивідними планками; е – переріз стикового шва; і – вивідні планки

Найчастіше стикові шви застосовують при з'єднанні листового металу, хоча допускається їх використання і при з'єднанні профілів. Але при цьому важко забезпечити повне проварювання у місцях перетину окремих частин перерізу (наприклад, стінок і полицок у двотаврах чи швелерах).

Якісно виконане стикове з'єднання має незначні концентрації напружень через наявність непровару і кратеру на кінцях шва (рис. 36, б), а також зміну товщини у місці наплавлення шва.

Непровар і кратер ліквідують виведенням кінців шва на тимчасові технологічні планки (рис. 36, г), які після закінчення зварювання зрубують. Концентратори, зумовлені зміною товщини, зникають, якщо механічно (струганням, фрезеруванням, шліфуванням) зняти метал шва, який виступає за межі товщини з'єднаних елементів.

Стикове з'єднання може працювати на дію осових сил (стиск та розтяг), згин, кручення, зріз та різні поєднання цих зусиль. Завдання розрахунку – забезпечити необхідну міцність шва. При цьому використовують основні формули, наведені у лекції 3.

При дії осьових зусиль напруження у шві перевіряють за формулою

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{A_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (38)$$

де $A_w = l_w t_{\min}$ – площа перерізу шва; R_{wy} – розрахунковий опір металу стикового шва за межею текучості; $l_w = l - 2t_{\min}$ – розрахункова довжина шва (рис. 4.6, в); t_{\min} – найменша товщина з'єднаних елементів (рис. 4.6, є).

Наявність тимчасових вивідних планок дає змогу приймати $l_w = l$ (рис. 4.6, з, д).

Підставивши

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (39)$$

Розрахунковий опір металу шва приймають згідно з рекомендаціями норм: $R_{wy} = R_y$ для стиску, а при наявності фізичних методів контролю якості також і для розтягу чи згину; $R_{wy} = 0,85R_y$ – для розтягу і згину за відсутності фізичних методів контролю якості шва. При цьому обов'язковими є правильний добір матеріалів для зварювання згідно або вказівками норм та повний провар товщини з'єднаних елементів.

Якщо конструкцію розраховують з допущенням пластичних деформацій згідно з розрахунковим опором за межею міцності R_u , то і з'єднання проектується з підстановкою у формулу (39) замість R_{wy} розрахункового опору металу шва за межею міцності R_{wu} та коефіцієнта надійності γ_u :

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{wu} \frac{\gamma_c}{\gamma_u}.$$

Коли ж напруження у шві перевищують характеристики міцності металу шва, стиковий шов виконують навскіс, збільшуючи тим самим його довжину (рис. 37). Найчастіше кут закладення шва приймають 1:2. Таке з'єднання при правильному доборі матеріалів для зварювання і повному проварові товщини є рівноцінним основному металу і не потребує розрахунку. Не

розраховують також з'єднання з нормальними стиковими швами при виведенні швів на тимчасові технологічні планки, фізичних методах контролю якості шва та дотриманні інших конструктивних вимог норм (рис. 36, г). У цьому випадку і площа, і розрахунковий опір металу шва відповідають основному металу. Тобто з'єднання є рівноміцним.

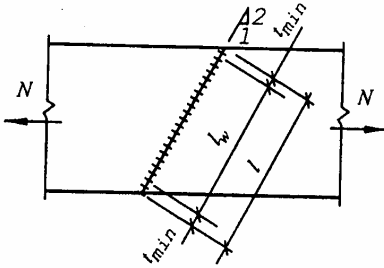


Рис. 37 – Стикове з'єднання за допомогою скісного шва

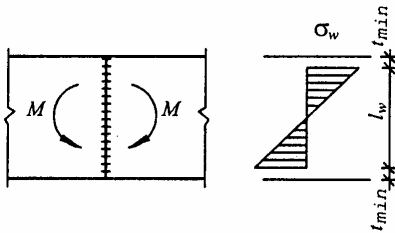


Рис. 38 – Епюра напружень у стиковому шві від дії згинального моменту

При дії на шов згинального моменту (рис. 38) перевіріці підлягає рівень найбільших нормальних напружень:

$$\sigma_{w,M} = \frac{M}{W_w} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (40)$$

Або, підставляючи момент

$$\text{опору шва } W_w = \frac{t_{\min} \cdot l_w^2}{6},$$

$$\sigma_{w,M_{\max}} = \frac{6M}{t_{\min} \cdot l_w^2} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (41)$$

У випадку роботи шва на зріз (рис. 39) розрахунок виконують за середніми значеннями дотичних напружень:

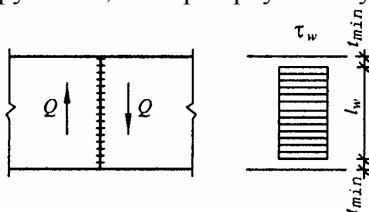
$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{Q}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{ws} \cdot \gamma_c, \quad (42)$$

де $R_{ws} = 0,58R_{wy}$ – розрахунковий опір металу шва на зріз.

У з'єднаннях реальних конструкцій зазначені зусилля найчастіше діють у поєднанні. Розглянемо випадок одночасної дії нормальної сили і згинального моменту. Від обох зусиль у перерізі шва виникають нормальні напруження однакового чи протилежного напрямку. Вислідні напруження σ_w є алгебраїчною сумою напружень $\sigma_{w,N}$ та $\sigma_{w,M}$, зумовлених нормальною силою N та згинальним моментом M :

$$\sigma_w = \sigma_{w,N} + \sigma_{w,M} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} + \frac{6M}{l_w^2 \cdot t_{\min}} \leq R_{wy} \gamma_c.$$

Коли ж у з'єднанні одночасно діють нормальні та дотичні напруження, то перевірку виконують за зведеними напруженнями:



$$\sigma_{w,red} = \sqrt{(\sigma_{w,N} + \sigma_{w,M})^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,5R_{wy}\gamma_c, \quad (43)$$

Рис. 39 – Розрахункова епюра дотичних напружень у стисковому шві від дії перерізувальної сили

де величини $\sigma_{w,N}$, $\sigma_{w,M}$, τ_w визначають, як це зазначено вище; 1,15 – коефіцієнт, що враховує зміну міцності матеріалу при складному напруженому стані.

Основні конструктивні вимоги при проектуванні стикових з'єднань:

- правильний добір матеріалів для зварювання;
- повний провар товщини з'єднуваних елементів (при цьому доцільним є зварювання з обох боків, що забезпечує симетрію шва).

В умовах монтажу допускається однобічне зварювання з підварюванням кореня шва та зварювання на металевій підкладці, що залишається;

- забезпечення вільного доступу до зварного з'єднання з урахуванням обраного способу та технології зварювання;
- використання високопродуктивних максимально автоматизованих способів зварювання;

- при динамічних навантаженнях напливи металу шва, які виступають за межі поверхні з'єднуваних елементів, рекомендується знімати механічною обробкою. Це, разом з використанням тимчасових вивідних планок, дає змогу позбутися навіть тих невеликих концентрацій напружень, які властиві стиковим швам.

ЛЕКЦІЯ 9

1. З'єднання кутовими швами

З'єднання кутовими швами виконуються внапуск, коли один елемент накладається на інший, за допомогою накладок, у тавр і кутом (рис. 4.10).

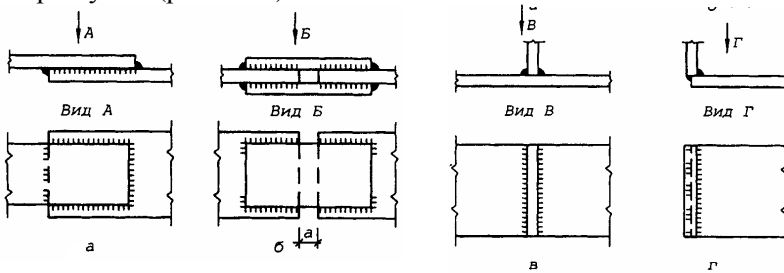


Рис. 40 – З'єднання кутовими швами:

а – внапуск; б – за допомогою накладок; в – у тавр; г – кутове

З'єднання може бути виконане фланговими чи лобовими швами, а також їх поєднанням.

2. З'єднання фланговими швами

З'єднання на флангових швах (рис. 41, а) характеризуються нерівномірним розподілом напружень як по ширині з'єднання, так і по його довжині. Оскільки шви, через які передаються зусилля, розміщені на краях з'єднуваних елементів, то в цих місцях спостерігається концентрація напружень (рис. 41, б). Окрім цього, основна частина зусилля передається поблизу кінців шва (рис. 41, в). При довгих флангових швах їхня середня частина практично не бере участі у передачі зусиль. Тому у розрахунку враховують довжину шва, яка не перевищує деякого розрахункового значення $l_{w_{\max}}$. Шви руйнуються від кінців, де діють найбільші напруження, до середини. Визначено два види руйнування:

за наплавленим металом шва приблизно по бісектрисі кута (переріз 1-1, рис. 42)

за межею сплавлення (переріз 2-2, рис. 42).

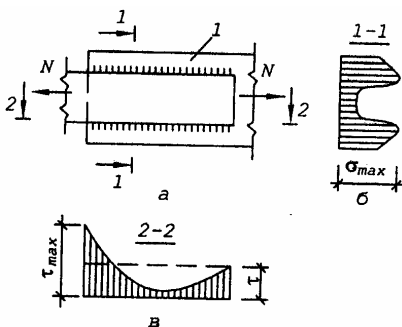


Рис. 41 – З'єднання на флангових швах: а – план з'єднання; б – епюра нормальних напружень у перерізі 1-1 елемента 1; в – епюра дотичних напружень у шві, переріз 2-2

руйнування; l_w – розрахункова довжина шва.

Значення коефіцієнтів β_f та β_z залежать від глибини проплавлення металу, що, в свою чергу, зумовлено видом зварювання та положенням елементів при зварюванні. Наприклад, автоматичне і напівавтоматичне зварювання виконують більшою силою струму, ніж ручне, тому глибина проплавлення металу більша і значення коефіцієнтів відповідно вищі. Діапазон зміни коефіцієнтів: $\beta_f = 0,7...1,10$, $\beta_z = 1,00...1,15$. Конкретні числові значення приймають згідно зі СНиП П-23-81*.

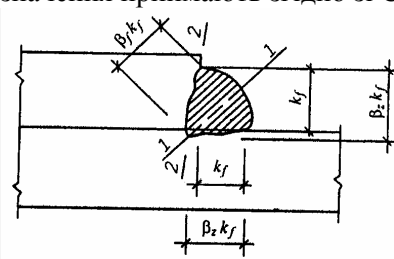


Рис. 42 – Розрахункова схема кутового шва: 1, 2 – розрахункові перерізи за наплавленим металом та межею сплавлення

Навантаження будь-якого характеру завжди спричиняють зріз металу на одній з цих площин. Площа зрізу становить:

для площини 1

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w; \quad (44)$$

для площини 2

$$A_{wz} = \beta_z k_f l_w;$$

де β_f, β_z – коефіцієнти переходу від катета шва k_f до ширини відповідної площини

Значення розрахункової довжини кутового шва обчислюють аналогічно стиковому з урахуванням непроплавлення і кратеру.

$$l_w = l - 2k_f, \quad (45)$$

де l – геометрична довжина шва.

Щоб пом'якшити концентрації напружень на кінцях шва, а також винести зони не-

проплавлення та кратера за межі довжини шва, рекомендується заводити кутові шви за торці з'єднаних елементів на 15...20 мм (рис. 40, б).

Флангові шви розраховують за середніми значеннями до-
тичних напружень зрізу у зазначених площинах 1 та 2. Таким
чином, перевірки міцності з'єднання під дією осової сили (рис.
4.11) матимуть вигляд:

за наплавленим металом:

$$\tau_{wf} = \frac{N}{A_{wf}} = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (46)$$

за межею сплавлення:

$$\tau_{wz} = \frac{N}{A_{wz}} = \frac{N}{n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c; \quad (47)$$

де n – кількість швів; R_{wf}, R_{wz} – розрахункові опори металу
шва відповідно за наплавленим металом та межею сплавлення;
 γ_{wf}, γ_{wz} – коефіцієнти умов роботи шва.

Згідно з рекомендаціями норм приймають такі розрахунко-
ві опори:

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wu}}; \quad (48)$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{un}, \quad (49)$$

де R_{wun} – нормативний опір наплавленого металу шва, який за-
лежить від типу електродів чи марки зварювального дроту;
 γ_{wu} – коефіцієнт надійності за матеріалом для наплавленого ме-
талу шва.

Перевіряючи міцність флангових швів, необхідно пам'ята-
ти, що їх розрахункова довжина не повинна перевищувати знач-
чень:

$$l_w \leq l_{w, \max} = 85 \beta_f k_f. \quad (50)$$

Матеріали для зварювання вибирають відповідно до марки
сталі елементів, які з'єднуються, та наявного технологічного об-
ладнання з урахуванням групи конструкції й кліматичного ра-
йону будівництва. При цьому мають виконуватися умови:

для сталі з межею текучості до 285 МПа – $R_{wf} \geq R_{wz}$, при ручному зварюванні – $R_{wf} \geq 1,1R_{wz}$, але водночас

$$R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}; \text{ для сталі з межею текучості понад 285 МПа}$$

$$R_{wz} \leq R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}.$$

3. З'єднання лобовими швами

Лобові шви (рис. 43, а) передають зусилля по ширині з'єднаних елементів більш рівномірно, ніж флангові, але надзвичайно концентровано внаслідок малої ширини шва. Їх робота пов'язана зі значними концентраціями напружень, зумовленими викривленням силових ліній та наявністю щілини між з'єднуваними елементами. Найкрутіше викривлення силових ліній спостерігається у корені шва біля щілини. Саме там концентрації напружень найбільші (рис. 43, б).

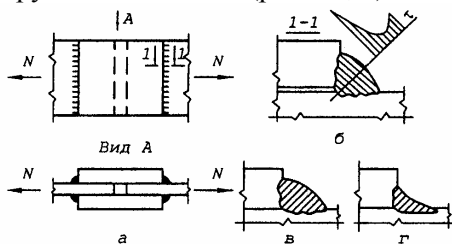


Рис. 43 – З'єднання на лобових швах:

а – конструкція з'єднання; б – епюра дотичних напружень у перерізі шва; в, г – пологий та увігнутий шви

елементами. Концентрація напружень у верхній частині валика шва може бути зменшена внаслідок застосування пологих та увігнутих швів (рис. 43, в, г) чи механічного оброблення шва з метою забезпечення плавного переходу від одного елемента до іншого.

Як і у флангових швах, у даному випадку руйнування відбувається за наплавленим металом або межею сплавлення (відповідно перерізи 1-1 або 2-2, рис. 42). Внаслідок значних конче-

Зі збільшенням глибини проплавлення концентрація напружень поблизу кореня шва може дещо зменшуватися. Але уникнути її повністю не вдається, оскільки основною причиною є наявність у з'єднанні щілини між з'єднуваними

нтрацій напружень у шві характер руйнування лобового шва крихкий.

Аналітичний запис умов міцності з'єднання аналогічний фланговим швам (46), (47). Обмеження на граничну розрахункову довжину лобового шва відсутнє, оскільки зусилля передається рівномірно всією шириною з'єднання.

4. Таврове з'єднання

Схеми з'єднань та епюри дотичних напружень, які виникають у швах, зображені на рис. 44.

Під дією нормальної сили (рис. 44, а) робота з'єднання аналогічна роботі з'єднання лобовими швами, а перерізувальної сили (рис. 44, б) – роботі з'єднання фланговими швами. Відповідним чином виконують і розрахунок (46) та (47).

Згинальний момент зумовлює нерівномірний розподіл напружень (рис. 44, в) їхні найбільші значення:

$$\tau_{wM} = \frac{M}{W_w}, \quad (51)$$

де W_w – момент опору перерізу шва шириною $\beta_f k_f$ чи $\beta_z k_z$ (залежно за яким з перерізів ведуть розрахунок) і висотою, що дорівнює розрахунковій довжині шва l_w .

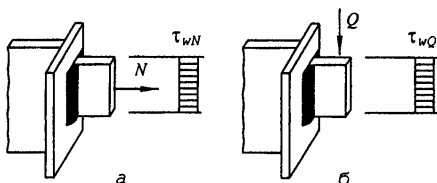


Рис. 44 – Таврове з'єднання та епюри напружень у швах: а, б, в – відповідно від дії нормальної та перерізувальної сил і згинального моменту.

Звідси

$$W_{wf} = \frac{1}{6} n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2; \quad (52)$$

$$W_{wz} = \frac{1}{6} n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w^2; \quad (53)$$

де n – кількість швів.

Підставивши (52) і (53) в (54), отримаємо умову перевірки міцності шва за найбільшими напруженнями:

$$\tau_{wMf} = \frac{6M}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (54)$$

$$\tau_{wMz} = \frac{6M}{n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (55)$$

При поєднанні нормальної та перерізуювальної сил зі згинальним моментом виконують геометричне додавання дотичних напружень, зумовлених цими зусиллями (відповідно τ_{wN} , τ_{wQ} , τ_{wM}). Необхідно врахувати, що напрямки τ_{wN} і τ_{wM} паралельні, а τ_{wQ} – перпендикулярний до них. Звідси перевірка міцності має вигляд

$$\sqrt{(\tau_{wNf} + \tau_{wMf})^2 + \tau_{wQf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c. \quad (56)$$

$$\sqrt{(\tau_{wNz} + \tau_{wMz})^2 + \tau_{wQz}^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (57)$$

Як бачимо, умови міцності кутових і стикових швів при одночасній дії декількох силових чинників різні і їх не слід плутати. Це пояснюється тим, що у стикових швах можуть виникати як нормальні, так і дотичні напруження, а у кутових швах – лише дотичні.

5. Головні конструктивні вимоги при проектуванні з'єднань на кутових швах

Розміри та форму зварних кутових швів приймають, дотримуючись таких найважливіших вимог:

1) катети кутових швів приймають згідно з розрахунком, але обов'язково більшими чи рівними найменшим значенням, зазначеним у нормах. Найменші значення визначені з метою забезпечення достатньої глибини проплавлення і належної якості з'єднання залежно від товщини з'єднуваних елементів і виду зварювання;

2) співвідношення сторін шва найчастіше приймають 1:1 (рис. 45, а):

3) при з'єднанні елементів різної товщини, коли шов накладають на грань товстішого елемента, катет кутового шва k_f не

повинен перевищувати $1,2t_{\min}$, оскільки при більших значеннях спостерігається наскрізне проплавлення тоншого зі з'єднаних елементів. У цьому випадку допускаються також шви з неоднаковими катетами, в яких більший катет прилягає до товстішого елемента (рис. 45, б);

4) розрахункова довжина шва не повинна бути меншою за $4k_f$ чи 40 мм. Коротші шви неякісні, оскільки при зварюванні метал з'єднаних елементів не встигає належним чином нагрітись і спостерігається непроплавлення;

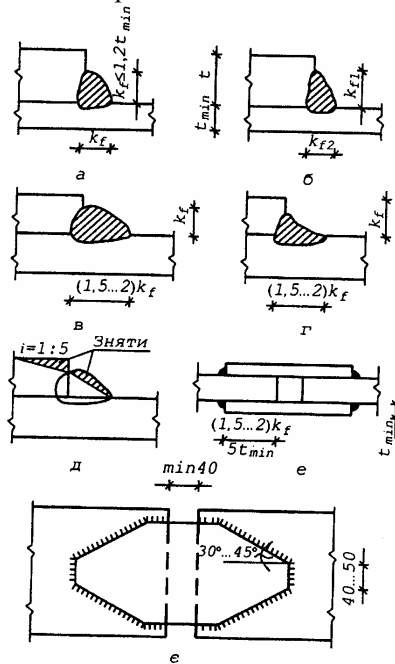


Рис. 45 – Конструювання з'єднань на кутових швах:

а-г – відповідно рівносторонній та підвищений, пологий та вгнутий шви;
д – схема механічної обробки; е, е – конструкції накладок

5) розрахункова довжина флангових швів не повинна перевищувати $85\beta_f \cdot k_f$ за винятком швів, у яких забезпечена передача зусилля по всій довжині шва (наприклад, з'єднання полиць зі стінкою у зварних двотаврах тощо);

б) при динамічних навантаженнях з метою зменшення концентрацій напружень формують пологі або вгнуті шви зі значною глибиною проплавлення (рис. 45, в, г) і механічно обробляють поверхні швів та елементів (рис. 45, д).

Регламентуються також розміри накладок і напусків:

сумарна площа перерізу накладок має бути не меншою за переріз основних елементів;

розмір напусків не повинен бути менший за $5 t_{\min}$, де t_{\min} – товщина тоншого елемента (рис. 45, е);

форма накладок повинна сприяти плавному переходу зусилля з одного елемента на другий, особливо це стосується конструкцій, на які діють повторні та вібраційні навантаження.

При близькому розміщенні зварних швів відстань між ними має бути не меншою за 40...50 мм, щоб уникнути поєднання залишкових напружень від термічної дії кожного зі швів (див., наприклад, рис. 45, е).

6. Комбіновані з'єднання

З'єднання, що мають різні види швів, називають *комбінованими*. Прикладом можуть бути з'єднання на лобових і флангових швах (рис. 46, а). Хоча деформованість цих швів різна (флангові є відносно пластичними, а лобові – крихкими), в граничному стані, безпосередньо перед руйнуванням, напруження у них близькі й шви працюють спільно. Тому розрахунок виконують за сумарною площею швів обох видів, підставляючи в (46) і (47) загальну довжину швів з одного боку стику.

У практиці трапляються поєднання стикових і кутових швів (рис. 46, б), хоча через підвищену трудомісткість таке поєднання невдале. Оброблення граней під стиковий шов, а також зачищення стикового шва до одного рівня з поверхнею з'єднаних елементів (інакше неможливо щільно вкласти накладки) вимагають значних витрат праці. Окрім цього, накладки збільшують матеріаломісткість стику.

При розрахунку спочатку визначають несучу здатність стикового шва:

$$N_w = R_{wy} \cdot \gamma_c \cdot t_{\min} \cdot l_w. \quad (58)$$

Далі за різницею зусиль обчислюють зусилля у накладці:

$$N_f = N - N_w, \quad (59)$$

де N – зусилля, що діє.

Визначають її розміри:

$$A_f = \frac{N_f}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (60)$$

та розраховують шви кріплення накладок, як це подано вище.

7. Особливості зварних з'єднань у конструкціях з алюмінієвих сплавів

Алюміній є високоактивним металом, тому при нагріванні інтенсивно окислюється, утворюючи тугоплавкий оксид Al_2O_3 , температура плавлення якого близько 2050°C . Частинки плівки оксиду, що залишаються у зварювальній ванні, є дефектами, які протидіють проплавленню і утворенню монолітного шва. Тому перед зварюванням оксиди з поверхні металу зчищають, а розплавлений під час зварювання метал надійно захищають від доступу кисню.

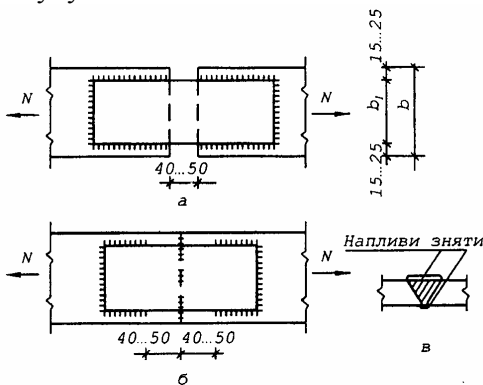


Рис. 46 – Комбіновані з'єднання:

- а – фланговими та лобовими швами;
б – стиковими та кутовими швами; в – схема
оброблення стикового шва перед
встановленням накладки

Найчастіше зварювання виконують у середовищі інертного га-зу – так зване аргонно- чи, рідше, гелієво-дугове зварювання. Використовують як неплавкі (вольфрамові), так і плавкі електроди. Зварювання можна здійснювати і під шаром флюсу в автоматичному режимі. При ручному зварюванні застосовують також електроди з обмат-

ками. Склад флюсів чи обмазок має забезпечувати хімічне зв'язування кисню повітря.

Газове зварювання виконують нейтральним ацетиленово-кисневим полум'ям. Надлишок кисню зумовлює утворення плівок оксидів, а ацетилену – пористості шва за рахунок вільного водню. В обох випадках якість шва знижується.

Передумовою доброї зварюваності є старанне очищення поверхонь, які з'єднуються, від бруду.

При нагріванні до 500...600 °C різко знижується міцність алюмінію і підвищується його крихкість. Щоб уникнути руйнування елементів у процесі зварювання під дією навантаження від власної маси чи легких ударів і невеликих переміщень, обов'язковим є надійне закріплення зварюваних деталей. Висока плинність алюмінієвих сплавів у розплавленому стані вимагає встановлення підкладки в місцях зварювання.

Необхідно зазначити, що для пластичних алюмінієвих сплавів з успіхом використовують холодне зварювання шляхом деформування.

ЛЕКЦІЯ 10

1. З'єднання на болтах і заклепках. Загальні відомості

1. У металевих конструкціях використовують переважно болти діаметром 10...30 мм. Діаметри анкерних болтів досягають 100 мм та більше. Довжина болтів зумовлена конструкцією з'єднання і може змінюватися у широких межах (рис. 47, а). Розмір головки болта під ключ найчастіше становить 1,5*d*.

Розрізняють болти грубої та нормальної точності, підвищеної точності і високоміцні.

Болти грубої та нормальної точності здебільшого використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. Переважно використовують болти М20, а для дрібного фасонного прокату – М16 та М12. Встановлюють болти в отвори, діаметр яких більший за діаметр болтів на 3 мм (для зазначених діаметрів). Отвори формують в окремих з'єднуваних деталях шляхом пробивання чи свердлення. Тому при складанні спостерігається деяке неспівпадання осей отворів.

При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти.

Болти підвищеної точності встановлюють у отвори, номінальні діаметри яких відповідають діаметрам болтів, тобто забезпечуємо щільний контакт між болтом і стінкою отвору. При цьому отвори в усіх з'єднуваних деталях повинні накладатися, бо інакше не вдасться встановити болти. Тому отвори просвердлюють у зібраному й зафіксованому пакеті з'єднуваних елементів або попередньо просвердлюють чи пробивають отвори меншого діаметра в окремих деталях, а після збирання пакету розсвердлюють їх на проектний діаметр. Можливе свердлення отворів в окремих деталях відразу на проектний діаметр. Але тоді обов'язковим є використання кондукторів, які забезпечують точне розміщення отворів.

Виготовляють болти грубої, нормальної, а також підвищеної точності найчастіше з маловуглецевих сталей. При цьому використання болтів з автоматної сталі у будівельних конструкціях не допускається, що необхідно зазначати на кресленнях. Доволі широко застосовують також сталі підвищеної міцності.

Залежно від міцності матеріалу болти об'єднують у класи, які позначають двома числами, розділеними крапкою (наприклад, 4.6, 5.6, 6.6, 8.8). Перше число, помножене на 100, позначає найменше значення межі міцності (МПа), а добуток першого числа на друге збільшений у 10 разів, – значення межі текучості (МПа). Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва.

Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів. Гайки класу міцності 4 використовують для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6 та 5.8, класів міцності 5 і 6 – відповідно для болтів класів 6.6 і 8.8, класу 8 – для болтів класу 10.9.

Під головки болтів грубої, нормальної та підвищеної точності та гайки обов'язково, повинні встановлюватися круглі шайби: не більше двох під гайку і однієї під головку. У місцях прилягання головки болтів до похилих площин ставлять косі шайби, нахили поверхонь яких відповідають кутам спряження площин з'єднуваних елементів. Для закріплення гайок на по-

стійних болтах застосовують контргайки чи пружинні шайби. Вид закріплення необхідно зазначати у проекті.

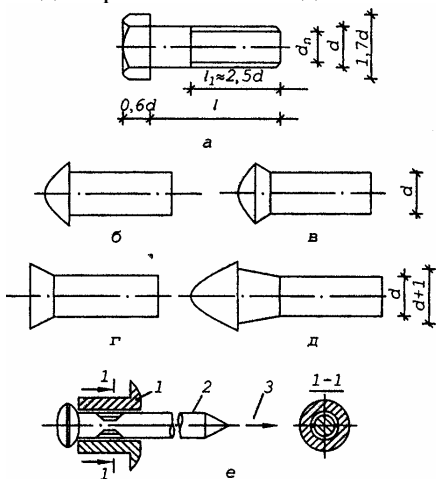


Рис. 47 – Болти та заклепки:

а – болт; заклепки з напівкруглою (б), напівпотаємною (в), потаємною (г) та підвищеною (д) закладними головками; е – комбінована заклепка

Утворюють (пробивають чи свердлять) отвори в окремих деталях, тому при збиранні конструкцій має місце певне неспівпадання отворів.

Висока міцність болтів дає змогу інтенсивно обтиснути пакет з'єднаних деталей. Як наслідок, на контактних поверхнях виникають значні зусилля тертя, які забезпечують нерухомість з'єднання при зсувних навантаженнях. Доцільними є такі болти і в з'єднаннях, що передають великі зусилля розтягу. При невеликих зусиллях розтягу більш раціональним є використання дешевших болтів грубої чи нормальної точності.

Для кріплення профільованого настилу до прогонів та елементів фахверку найчастіше використовують самонарізальні болти, які мають спеціальний профіль для нарізання різьби в отворах з'єднаних деталей під час загвинчування. Найпоширенішими є болти діаметром до 8 мм.

Анкерні (фундаментні) болти передають зусилля розтягу на фундамент. Сортамент анкерних болтів передбачає діаметри від

Високоміцні болти виготовляють лише з високоміцних сталей 40 Х Селект, 38 ХС Селект, 40 ХФА Селект, 30 ХЗМФ, 30 Х2НМФА та інших і піддають термічній обробці для додаткового зміцнення. Застосовують їх у робочих (розрахункових) з'єднаннях, які працюють на зсув чи розтяг. Найпоширенішими є болти діаметрами 20, 24, 30 мм. Встановлюють такі болти в отвори, діаметр яких перевищує діаметр болтів на 1...4 мм.

12 до 140 мм. Конструкція анкерних болтів повинна забезпечувати їх надійне закріплення в бетоні.

Останнім часом замість заклепкових з'єднань у сталевих конструкціях найчастіше застосовують високоміцні болти та зварювання. Заклепки використовують дуже обмежено, лише при значних динамічних та вібраційних навантаженнях, їх виготовляють з м'яких сталей (наприклад, Ст2закл., Ст3закл., 09Г2 та інші). Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, напівпотаємними, потаємними та підвищеними головками (рис. 47, б-д).

Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1,0...1,5 мм більший від діаметра стержня заклепки. Заклепкове з'єднання утворюють у два етапи. Перший – осаджування стержня до повного заповнення отвору, другий – формування замикальної головки. При звичайних заклепках (рис. 47, б, в) щільне заповнення отвору забезпечується для пакетів товщиною до $3,5d$. Більші товщини вимагають осаджування з двох сторін, тобто частина металу закладної головки також повинна переходити в отвір. У цьому випадку використовують заклепки з підвищеною головкою і конічною частиною стержня (рис. 47, д).

Клепання виконують за допомогою клепальних молотків чи скоб у гарячому та холодному станах. За гарячим методом заклепки попередньо нагрівають. При машинному клепанні заклепки з вуглецевої сталі нагрівають до $650...700\text{ }^{\circ}\text{C}$ (яскраво-червоне свічення), а при клепанні пневматичним молотком – до $1000...1100\text{ }^{\circ}\text{C}$. Заклепки з низьколегованих сталей при будь-якому способі клепання нагрівають до $1000...1100\text{ }^{\circ}\text{C}$. Далі заклепки встановлюють у отвори, осаджують стержень і формують замикальну головку. Тобто деформування заклепок здійснюють при високих температурах, коли матеріал перебуває у пластичному стані. Охолоджуючись, заклепка вкорочується, стискаючи тим самим пакет. Як наслідок, між окремими з'єднаними елементами виникають суттєві сили тертя, що поліпшують роботу з'єднання на зсув. Для отримання якнайбільших сил тертя дуже важливо витримати заклепку під тиском клепальної скоби чи ударами клепального молотка до температури, нижчої від температури розпаду аустеніту ($600...650\text{ }^{\circ}\text{C}$), оскільки при переході аустеніту в ферит об'єм металу збільшується, а це зни-

жує величину обтиску пакету. При дотриманні цієї умови залишкові напруження натягу заклепки становлять 120...140 МПа.

У холодному стані заклепки ставлять за звичайних температур, коли матеріал має значну міцність. Тому для осаджування стержня і формування замикальної головки потрібні потужніші клепальні скоби. Натомість не потрібно нагрівати заклепки і витримувати їх під тиском. Тому холодне клепання продуктивніше від гарячого. Зусилля натягу заклепок у цьому випадку менші (близько 20...60 МПа), оскільки виникають лише внаслідок пружної віддачі з'єднаних елементів, стиснутих клепальною скобою.

Листи профнастилу з'єднують між собою комбінованими заклепками діаметром 5 мм, які дають змогу склепати листи, виконуючи роботи з одного боку конструкції, при товщині пакету до 3 мм (рис. 47, є).

2. Робота та розрахунок болтів і заклепок, що працюють на розтяг

Найчастіше розтяг спостерігається у фланцевих з'єднаннях (рис. 48). При цьому використовують болти нормальної точності, а при значних зусиллях – високоміцні. Несучу здатність болта, не враховуючи концентрації напружень, можна записати:

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn}, \quad (61)$$

де R_{bt} – розрахунковий опір матеріалу болта розтягові; A_{bn} – площа перерізу стержня болта нетто, визначена за діаметром d_n (рис. 47, а).

Обчислюючи несучу здатність заклепки, у (61) підставляють відповідно розрахунковий опір матеріалу заклепки розтягу та площу перерізу стержня, обчислену за діаметром отвору.

Значення R_{bt} залежить від матеріалу, з якого виготовлено болт чи заклепку, і визначається згідно нормативних документів [2]. Числове значення розрахункового опору болта є меншим, ніж розрахунковий опір розтягу аналогічного матеріалу в конструкції, що пояснюється наявністю концентрацій напружень поблизу головки та різьби.

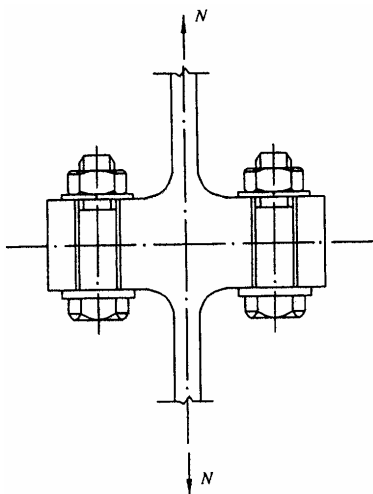


Рис. 48 – Болтове фланцеве з'єднання

Руйнуються болти чи заклепки у зонах найбільших концентрацій напружень: болти – у місці різьби, а заклепки – у місці з'єднання стержня з головкою (відривання головки).

Для передачі зусилля розтягу N необхідна така кількість болтів:

$$n = \frac{N}{N_{bt}}. \quad (62)$$

Отримане значення заокруглюють до більшого числа.

3. Робота і розрахунок болтів підвищеної точності та заклепок на дію зсувних зусиль

Для з'єднань, у яких елементи зсуваються один щодо іншого, спостерігається два види вичерпання несучої здатності: зріз стержня болта чи заклепки (рис. 49, а) та зминання металу (рис. 49, б). При зминанні металу стержень болта або заклепки згинається, що зумовлює його видовження і виникнення значних зусиль розтягу. Як наслідок, руйнування найчастіше відбувається у результаті обривання головки або розривання стержня болта у місці різьби.

Можливе руйнування і елементів, що з'єднуються. Внаслідок тиску стержня болта чи заклепки у матеріалі з'єднуваних елементів можуть розвиватися значні пластичні деформації. При розміщенні болтів або заклепок поблизу краю з'єднуваних елементів спостерігається сколювання матеріалу (рис. 50). Тому відстані від краю елемента до болта заклепки, а також між болтами обмежують.

Відповідно до схем роботи (рис. 49) при дії зсувних зусиль несучу здатність болта визначають:

за зрізом стержня:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_b; \quad (63)$$

за зминанням:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b, \quad (64)$$

де R_{bs} , R_{bp} – розрахункові опори болта чи заклепки відповідно на зріз та зминання; A – розрахункова площа стержня болта, обчислена за його діаметром ci (рис. 47, а), або площа заклепки, обчислена за діаметром отвору; n_s – кількість площин зрізу (на рис. 49, а, $n_s = 2$); $\sum t_{\min}$ – найменша сумарна товщина елементів, які зминаються в одному напрямку; γ_b – коефіцієнт умов роботи з'єднання.

Розрахункові опори та коефіцієнти умов роботи приймають згідно з рекомендаціями норм.

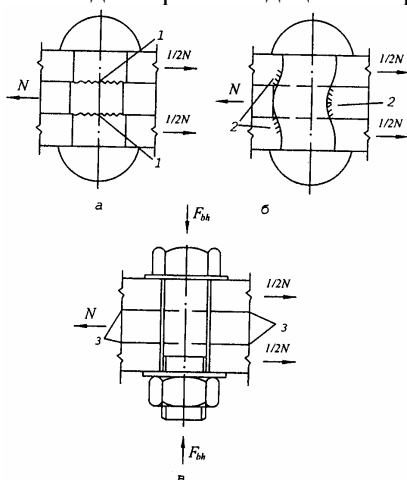


Рис. 49 – Розрахункові схеми болтових і заклепкових з'єднань при роботі на зсув: а – зріз стержня; б – зминання матеріалу; в – з'єднання за допомогою високоміцного болта; 1 – площини зрізу; 2 – поверхні зминання; 3 – площини тертя

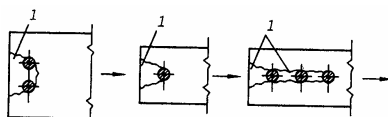


Рис. 50 – Форми руйнування з'єднаних елементів (і – лінії пластичних деформацій)

Проектуючи з'єднання, обов'язково перевіряють міцність з'єднаних елементів. Перевірку виконують за їхніми геометричними характеристиками нетто, враховуючи послаблення перерізу отворами.

Кількість болтів у з'єднанні обчислюють за формулою

$$n \geq \frac{N}{N_{b,\min}}, \quad (65)$$

де $N_{b,\min}$ – найменше зі значень розрахункових зусиль для одного болта, отримане за (63), (64).

4. Високоміцні болти. Робота і розрахунок у з'єднаннях, що працюють на зсув

Сили зсуву у з'єднаннях на високоміцних болтах, як це зазначено вище, передаються за рахунок тертя між поверхнями з'єднуваних елементів, інтенсивно стиснених натягом болтів (рис. 49, в). Тобто несуча здатність болта Q_{bh} визначається силами тертя.

Для однієї поверхні тертя

$$Q_{bh} = F_{bh} \cdot \mu \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_h}, \quad (66)$$

де F_{bh} – зусилля натягу болта; μ – коефіцієнт тертя; γ_h – коефіцієнт надійності для з'єднання на високоміцних болтах.

Значення γ_b приймають, як і в (63) та (64).

Сила натягу болта обмежується його несучою здатністю на розтяг:

$$F_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn}, \quad (67)$$

де R_{bh} – розрахунковий опір матеріалу високоміцного болта розтягу; A_{bn} – площа болта нетто.

Силу натягу болтів F_{bh} і спосіб її контролю обов'язково позначають на кресленнях.

Підставивши (67) в (66), отримаємо:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_c}. \quad (68)$$

Суттєво впливає на несучу здатність болтового з'єднання стан контактних поверхонь, а відтак і коефіцієнт їх тертя між собою. Поверхні, додатково не підготовлені, мають найнижчі значення коефіцієнта тертя ($\mu = 0,25$). Відповідно несуча здатність такого з'єднання найменша. При старанній обробці значення коефіцієнта тертя можуть досягати $\mu = 0,58$. Пропорцій-

но зростає і несуча здатність. Конкретні значення μ залежно від обробки поверхонь подані у нормах.

Треба зазначити, що у всіх випадках поверхні очищають від бруду, мастил, фарб тощо.

Необхідну кількість болтів у з'єднанні, що перебувають під дією сили зсуву, обчислюють за формулою

$$n = \frac{N}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c}, \quad (69)$$

де k – кількість поверхонь тертя.

Таким чином, проектуючи з'єднання з більшою кількістю поверхонь тертя, можна зменшити кількість болтів і поліпшити техніко-економічні показники (вартість, металомісткість та трудомісткість).

Перевірку міцності з'єднаних елементів, послаблених отворами під болти, виконують при динамічних навантаженнях – за площею перерізу нетто A_n , а при статичних навантаженнях – за площею бруто A , коли $A_n \geq 0,85A$, або умовною розрахунковою площею $A_c = 1,18 A_n$ для значень $A_n < 0,85A$.

5. Розрахунок з'єднань на болтах і заклепках під дією різних силових факторів

На з'єднання часто діють такі силові фактори, як згинальні моменти та перерізувальні сили.

Під дією згинального моменту зусилля у болтах розподіляються пропорційно відстаням від центра ваги з'єднання до осей болтів (рис. 51). Найбільші сили діють у найвіддаленіших болтах.

Кожна пара болтів, розміщених симетрично відносно центра, сприймає частину згинального моменту:

$$M_{bi} = N_{bi} \cdot l_i,$$

а всі болти разом — повний момент:

$$M = m \sum_{i=1}^k M_{bi} = m \sum_{i=1}^k (N_{bi} \cdot l_i), \quad (70)$$

де N_{bi} – зусилля, які виникають у болтах; l_i – відстані між парами болтів, розміщеними симетрично відносно центра ваги

з'єднання (див. рис. 51); k – кількість пар болтів; m – кількість рядів болтів (на рис. 51 $m = 2$).

Виходячи з пропорційності сил N_i відстаням l_i , можемо описати будь-яку з сил через найбільшу N_{b1} :

$$N_{bi} = N_{b1} \frac{l_i}{l_1}. \quad (70a)$$

Підставляючи (70a) у (70), отримаємо

$$M = mN_{b1} \frac{\sum_{i=1}^k l_i^2}{l_1}. \quad (71)$$

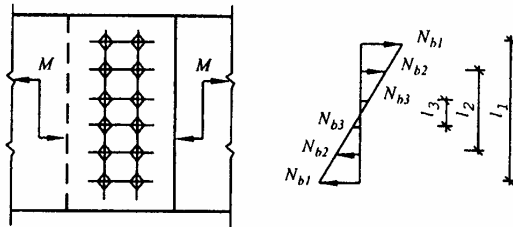


Рис. 51 – Розрахункова схема болтового з'єднання, на яке діє згинальний момент

Звідси, приймаючи $N_{bi} = N_{M, \max}$ та $l = l_{\max}$, найбільше можливе зусилля у болтах:

$$N_{M, \max} = \frac{M \cdot l_{\max}}{m \sum_{i=1}^k l_i^2}. \quad (72)$$

Умову міцності з'єднання на болтах підвищеної точності можна записати таким чином:

$$N_{M, \max} \leq N_{b, \min}, \quad (73)$$

де $N_{b, \min}$ – несуча здатність болта, прийнята за меншим зі значень, отриманим згідно з (63) і (64).

При дії перерізуювальної сили Q спрощено вважають, що зусилля у болтах розподіляються рівномірно. Таким чином, зусилля, що діє на один болт:

$$N_Q = \frac{Q}{n}, \quad (74)$$

де n – кількість болтів у з'єднанні.

Несучу здатність з'єднання вважають забезпеченою, якщо сила N_Q , яка діє на болт, не перевищує його несучої здатності:

$$N_Q \leq N_{b,\min}. \quad (75)$$

Розглянемо випадок одночасної дії на з'єднання осрової N і перерізувальної Q сил та згинального моменту M (рис. 52). На болти діятимуть сили відповідно N_N , N_Q , N_M .

Силу N_N обчислюють аналогічно N_Q :

$$N_N = \frac{N}{n}. \quad (76)$$

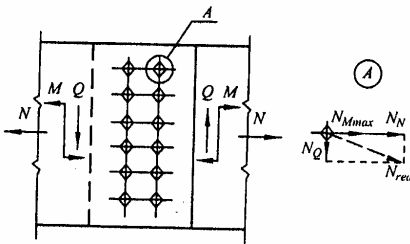


Рис. 52 – Розрахункова схема болтового з'єднання при поєднанні силових факторів

Сили N_M і N_N діють в одному напрямку, а N_Q – перпендикулярна їм (рис. 52). Звідси найбільше значення рівнодійної сили N_{red} і перевірка міцності:

$$N_{red} = \sqrt{(N_N + N_{M,\max})^2 + N_Q^2} \leq N_{b,\min}. \quad (77)$$

Аналогічно розраховують з'єднання на заклепках чи високоміцних болтах, а найбільше значення $N_{M,\max}$, N_N , N_Q чи N_{red} порівнюють з несучою здатністю заклепки чи високоміцного болта.

6. Основні конструктивні вимоги

У межах одного конструктивного елемента використовують болти чи заклепки однакового діаметра. Для легких конструкцій рекомендуються діаметри до 20 мм, для середніх – 20...24 мм, важких – 24...30 мм.

Розкручуванню болтових з'єднань запобігають встановленням додаткових гайок (контргайок) чи пружинних шайб. Зава-

рювати гайки з цією метою не можна. Якість встановлення постійних болтів перевіряють простукуванням. При цьому болти та гайки не повинні зміщуватися чи вібрувати.

Обов'язковою є щонайвища щільність з'єднання (навіть для конструкцій, до яких не висувають вимог герметичності). Наявність щілин знижує довговічність конструкцій, бо корозія металу в них відбувається надзвичайно інтенсивно. Щільність з'єднання перевіряють щупом товщиною 0,3 мм. Всі уступи та нерівності, які не дають змоги забезпечити щільне з'єднання деталей, видаляють механічною обробкою.

Аналогічними є вимоги до з'єднань на заклепках. Стержень заклепки після клепаання повинен щільно заповнювати отвір, головки заклепок мають бути правильно сформовані, посаджені центрально відносно осі стержня, щільно прилягати до поверхні конструкції і відповідати діаметру заклепки.

Перед складанням з'єднань на високоміцних болтах перевіряють стан поверхонь деталей і його відповідність проекту. Під головки і гайки високоміцних болтів встановлюють термічно оброблені шайби. Перепад поверхонь з'єднуваних деталей не має перевищувати 0,5 мм. При перепадах 0,5...3,0 мм на деталі, що виступає, механічною обробкою створюють скіс з нахилом 1:10. Використовувати кисневе та дугове різання у цьому випадку заборонено. Перепади, що перевищують 3 мм, заповнюють прокладками. Заданий проектом натяг високоміцних болтів забезпечується затягуванням гайок динамометричними ключами з контролем крутного моменту чи кута повороту ключа. Відхилення зусилля натягу в менший бік не допускається. Проконтролювавши зусилля, головки болтів фарбують, а з'єднання шпалюють по контуру.

Відстані між центрами болтів чи заклепок до інших елементів або ребер приймають такими, щоб забезпечити можливість роботи гайковими ключами, механізованими інструментами, клепальними скобами або молотками. Розміщують осі болтів і заклепок на прямих лініях – рисках. Риски орієнтують паралельно та перпендикулярно до осі елемента (рис. 53). Відстані між центрами болтів вздовж риси називають кроком. Прив'язки рисок приймають кратними 5 мм. Розміщення рисок для прокатних профілів нормоване сортаментом.

У всіх випадках обмежують як найменшу, так і найбільшу відстань між осями болтів чи заклепок. Найменші відстані диктуються можливістю влаштування з'єднання (роботи інструментом) та необхідністю уникнути руйнування з'єднуваних елементів (див. рис. 50). Найбільші — вимогою забезпечення щільності з'єднання та стійкістю елементів при стискуванні. Числові значення відстаней наведені в нормах (див. також табл. 2).

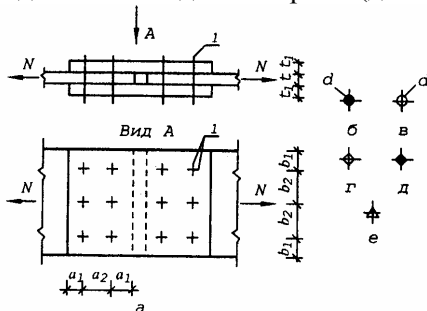


Рис. 53 – Розміщення рисок болтів і заклепок (а) та їх умовні позначення (б-е): б – отвір; в – заклепка; г – болт потайний грубої чи підвищеної точності; д – тимчасовий болт; е – високоміцний болт; 1 – риски

У монтажних з'єднаннях, коли болти лише фіксують конструкції (конструктивні болти), відстані між ними приймають близькими до максимальних. Коли ж болти є розрахунковими і передають значні зусилля, то їх розміщують на мінімальних відстанях. Це дає змогу зменшити розміри накладок і металомісткість конструкції.

Розміщують болти і у шаховому порядку. Найменшу відстань між їхніми центрами приймають $a + 1,5d$, де a – відстань між рядами поперек зусилля. При такому розміщенні площу перерізу елемента, необхідну для перевірки міцності, визначають з урахуванням послаблення його отворами лише в одному з перерізів, перпендикулярних до напрямку дії зусилля.

У кріпленнях одного елемента до іншого через проміжні прокладки, а також у кріпленнях з односторонніми накладками через наявність не врахованих розрахунком ексцентриситетів та значною нерівномірністю розподілу сил кількість болтів чи заклепок збільшується порівняно з розрахунком на 10%.

З тих же міркувань при застосуванні у з'єднаннях коротких обрізків кутників для кріплення виступаючих полиць кутників чи швелерів необхідно збільшувати розрахункову кількість болтів і заклепок, якими кріпляться ці обрізки, на 50 %.

Таблиця 2 – Конструктивні вимоги до розміщення болтів і заклепок у сталевих конструкціях

Характеристика відстані	Відстань при розміщенні болтів
Відстані між центрами болтів чи заклепок у будь-якому напрямку:	
найменші	$2,5d^*$
найбільші у крайніх рядах при відсутності об- рамлення з кутників (розтяг і стиск)	$8d$ або $12t$
найбільші у середніх рядах, а також у крайніх при наявності обрамлення з кутників	
при розтягу	$16d$ або $24t$
при стиску	$12d$ або $18t$
Відстані від центрів болтів і заклепок до країв елементів:	
найменші вздовж зусилля	$2d$
такі ж поперек зусилля	
при обрізних краях	$1,5d$
при прокатних краях	$1,2d$
найбільші	$4d$ або $8t$
найменші для високоміцних болтів	$1,3d$

* При межі текучості сталі з'єднуваних елементів понад 380 МПа приймати 36;
6 – діаметр отвору; 1 – товщина найтоншого зовнішнього елемента.

7. Особливості болтових та заклепкових з'єднань у конструкціях з алюмінієвих сплавів

Заклепкові з'єднання в алюмінієвих конструкціях використовують значно ширше, ніж у сталевих. Вони добре працюють як при статичних, так і динамічних навантаженнях.

Виконують заклепкові з'єднання у холодному стані. При цьому матеріал заклепки повинен бути достатньо пластичним (наприклад, застосовують сплави АД1Н, АМг2Н, АМг5М, АВТ). За формою розрізняють заклепки з потайними закладними головками та з виступними. Обриси виступних головок найрізноманітніші – від сферичних чи конічних до фігурних. На головки наносять шифр, який свідчить про марку сталі заклепки.

Найпоширеніші діаметри заклепок 8...20 мм (з кроком 2 мм). Діаметри отворів повинні перевищувати діаметри заклепок

на 0,2...1 мм (відповідно 8,2; 10,2; 12,35; 14,4; 16,55; 18,6; 21 мм).

Товщина пакету з'єднуваних елементів не має перевищувати чотирьох діаметрів заклепки, а в монтажних з'єднаннях – п'яти.

Для забезпечення корозійної стійкості заклепки виготовляють зі сплаву, близького до матеріалу конструкції.

При з'єднанні тонких листів, якщо підхід з інструментом можливий лише з одного боку, використовують так звані комбіновані заклепки (див. рис. 47, є). Деталі заклепки виконують з таких матеріалів: заклепку 1 діаметром 4,8 мм — з алюмінієвого сплаву марки СвАМЗ; стержень 2 діаметром 2,5 мм – з оцинкованого сталевих дроту марки 45. Товщина з'єднуваного пакету не повинна перевищувати 3 мм. Встановлюють заклепку в отвір діаметром 5 мм. її замикальна головка формується головкою стержня при переміщенні його в напрямку 3. Після цього вільний кінець стержня обламують. Болти найчастіше використовують, коли під час експлуатації необхідно розбирати з'єднання та при утрудненому доступі до місця з'єднання тощо. Болти виготовляють з того ж чи міцнішого сплаву, що й з'єднувані елементи, або зі сталі. Перспективним є використання високоміцних болтів. На сталеві болти обов'язково наносять захисне покриття.

Широко використовують болти з кільцями, що обтискуються на різьбовій частині, так звані болти-заклепки, чи локболти. Болти виконують зі сталі (30ХГСА, 16ХСН) або міцних алюмінієвих сплавів (В94, Діб, В95), а кільця – з пластичних сплавів (В65, АВ, Д18).

З успіхом використовують також самонарізальні болти.

Розраховують з'єднання, як це викладено вище для сталевих болтів та заклепок, підставляючи відповідні розрахункові опори. При використанні сталевих високоміцних болтів необхідно пам'ятати, що алюмінієві сплави та сталь мають різні коефіцієнти лінійного розширення, тому в умовах великої амплітуди зміни температур виникають додаткові температурні напруження, що збігаються чи не збігаються за знаком з напруженнями від натягу. Це явище необхідно врахувати, призначаючи значення попереднього натягу болта, щоб уникнути залишкових деформацій.

Відстані між центрами болтів і заклепок обмежують, як і для сталевих конструкцій. Їхні числові значення наведені у табл. 3.

Таблиця 3 – Конструктивні вимоги до розміщення болтів і заклепок у конструкціях з алюмінієвих сплавів

Характеристика відстані	Відстань
Між центрами у будь-якому напрямку:	
найменші	Для заклепок $3d$
найбільші	Для болтів $3,5d$
у крайніх рядах при відсутності обрамлення з кутників	$5d$ або $10d$
при наявності такого обрамлення в крайніх рядах у випадку розтягу	$12d$ або $20t$
при наявності такого обрамлення в крайніх рядах, а також у середніх рядах у випадку стиску	$10d$ або $14t$
Від центра заклепки чи болта до краю елемента:	
найменші вздовж зусилля та по діагоналі	$2,5d$
найменші поперек зусилля при обрізних краях	$2,5d$
найменші поперек зусилля при прокатних краях	$2d$
найбільші	$6t$

Позначення d і t , як у табл. 2.

ЛЕКЦІЯ 11

1. Загальна характеристика балок і балкових кліток

Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, що працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Це одні з найпоширеніших конструкцій, які використовують як несучі елементи в перекриттях і покрівлях будівель та споруд, робочих майданчиків, естакад, галерей, у мостах тощо. Балки застосовують як при малих (наприклад, прогони легких покрівель), так і значних навантаженнях (балки мостів, підкранові балки тощо).

Найраціональнішими є балки довжиною до 20 м, хоча при інтенсивних навантаженнях ділянка раціональних прольотів збільшується. Так, з успіхом експлуатуються балкові мости з прольотами до кількох сотень метрів.

За статичною схемою балки поділяють на однопролітні розрізні, консольні та нерозрізні багатопролітні (рис. 54). За витратою металу ефективнішими є нерозрізні та консольні балки. Але трудомісткість їх виготовлення та монтажу вища, ніж однопролітних.

Найчастіше проектують металеві балки двотаврового перерізу (рис. 55). Такий переріз економічний щодо витрати металу і зручний у конструюванні. Застосування двостінних балок виправдано лише при наявності значних крутних моментів. Легкі балки часто виготовляють зі швелерів (наприклад, прогони). Економічними є й балки з перфорованою стінкою, які виготовляють шляхом розрізування прокатних двотаврів по ламаній лінії з подальшим зварюванням виступних частин.

Залежно від прольоту і навантаження балки виготовляють: з прокатних, пресованих та гнутих профілів (рис. 55, а, б, в) і складеного перерізу (рис. 55, г, д).

Проектуючи конструкції, необхідно пам'ятати, що балки складеного перерізу дорожчі й трудомісткіші, їх використання обгрунтоване лише тоді, коли прокатні чи гнуті профілі не задовольняють вимоги міцності, жорсткості, стійкості тощо.

Серед балок складених перерізів більш економічними є балки, в яких елементи перерізу з'єднані зварюванням. Трудомісткість виготовлення клепаних балок вища приблизно на 20 %, а металомісткість – на 15 %. Застосування клепаних балок доцільне при значних змінних та динамічних навантаженнях, оскільки вони краще витримують дію таких навантажень.

З метою економії рекомендується використовувати у найбільш напружених ділянках поясів сталі підвищеної міцності, виконуючи всі інші частини з менш міцної вуглецевої сталі (так звані бісталеві балки). Знаходять застосування і попередньо напружені металеві балки, які внаслідок внутрішнього перерозподілу зусиль і використання високоміцних сталей мають зменшену металомісткість і вищу жорсткість.

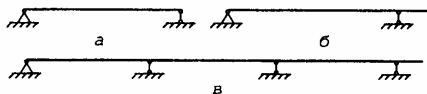


Рис. 54 – Найпоширеніші статичні схеми балок:

а – однопролітна розрізна; б — консольна; в – багатопролітна нерозрізна

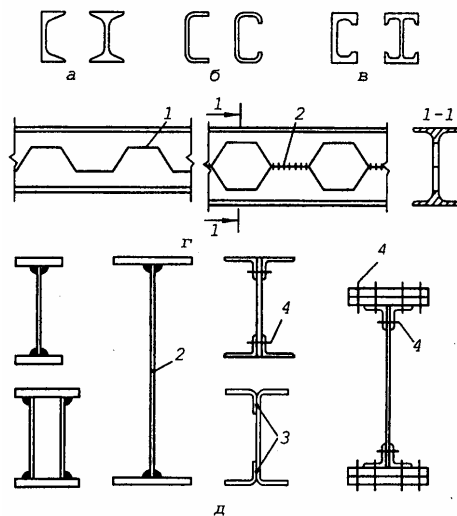


Рис. 55 – Приклади найпоширеніших перерізів балок:
 а – прокатних; б – гнутих; в – пресованих; г – з перфорованою стінкою; д – складеного перерізу; 1 – лінія розрізу; 2 – стиковий шов; 3 – точкове зварювання; 4 – болти або заклепки

Балки використовують як у вигляді окремих несучих конструкцій (наприклад, підкранові шляхи), так і у вигляді системи перехресних балок (так званих балкових кліток). Поверх балкових кліток влаштовують настил.

Розглянемо найбільш поширені типи балкових кліток.

Спрощений (рис. 56, а) – складається з балок лише одного напрямку, які найчастіше спираються на несучі стіни. Тут корисне навантаження сприймається настилом, передається на балки і далі на стіни.

Нормальний тип (рис. 56, б) містить дві системи балок: головні балки та балки настилу, що спираються на головні. Корисне навантаження настилом передається на балки настилу, які, в свою чергу, передають його на головні, а ті – на опори.

Ускладнений тип (рис. 56, в) крім головних балок і балок настилу містить ще й допоміжні. Ланцюжок передачі навантаження такий: настил – балки настилу – допоміжні балки – головні балки – конструкції опор (наприклад, колони).

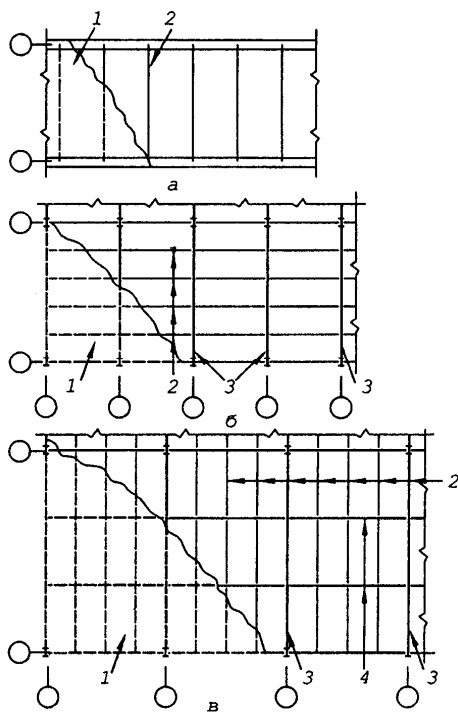


Рис. 56 – Типи балкових кліток:
 а – спрощений; б – нормальний;
 в – ускладнений; 1 – настил; 2 – балки
 настилу; 3 – головні балки; 4 – допоміжні
 балки

Ускладнений тип застосовують порівняно рідко, лише при розрідженій сітці колон і значних навантаженнях. Це найбільш конструктивно складний і трудомісткий тип балкової клітки.

Можливі два типи з'єднань балок у системі балкової клітки: спирання зверху (поверхове розміщення балок) – другорядні балки встановлюють на верхній пояс головних. З'єднання найбільш зручне як під час виготовлення конструкцій, так і їх монтажу, але потребує великої конструктивної висоти перекриття (рис. 57, а);

приєднання збоку – другорядні балки приєднують до основних збоку через ребра жорсткості чи опорні столики

Найпоширенішим і найдешевшим є спрощений тип балкової клітки. Його застосування доцільне при малих прольотах, коли балки можуть бути виконані з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок балок зумовлений конструктивним рішенням настилу. Широко використовують і нормальний тип балкових кліток. Головні балки, як правило, мають складені перерізи, а балки настилу виготовляють з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок головних балок – 3...6 м, а балок настилу залежить від матеріалу настилу – 0,6...1,6 м при металевому і 2,0...3,5 м – при залізобетонному.

(рис. 57, б, в, г). Застосовується при обмеженій висоті перекриття.

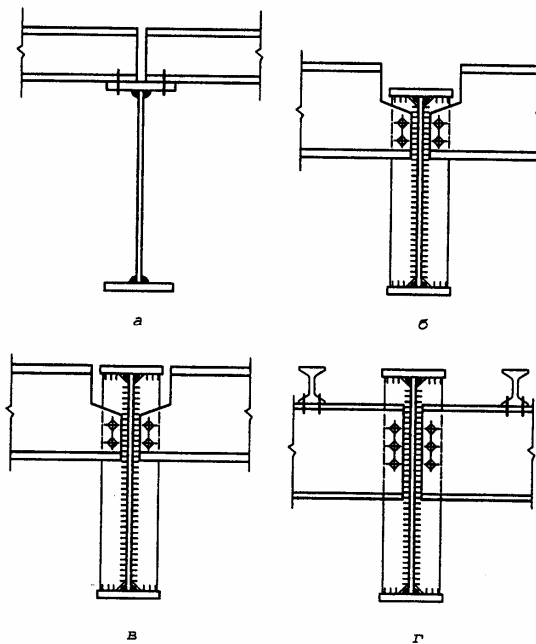


Рис. 57 – Типи спряжень балок:

спирання зверху (а), збоку: підвищене (б), на одному рівні (в), знижене (г)

2. Настили

Основним типом настилів є монолітний і збірний залізобетон. Дерев'яні настили використовують обмежено через малу довговічність. Сталеві настили зумовлюють збільшення витрат металу і тому допускаються лише при належному техніко-економічному обґрунтуванні. Найчастіше їх використовують у металургійній та хімічній промисловостях, для яких характерні підвищена температура і агресивність середовища.

Розглянемо лише сталеві настили. Інші вивчають у відповідних курсах.

Для настилів найчастіше використовують сталеві листи заготовшки 6...14 мм. При товщинах 6...10 мм використовують листи з рифами на поверхні (рифлені, ромбічні або чечевичні), а

при більших – гладкі. Поверх гладкого сталевго настилу обов'язково влаштовують нековзку підлогу. Настили майданчиків, розміщених у приміщеннях вибухово небезпечних підприємств,, доцільно виконувати наскрізними та з матеріалів, що не дають іскор. При невеликих навантаженнях (3...7 КПа) і прольотах (500...1400 мм) використовують просічно-витяжну сталь. У ряді випадків, коли це зумовлено технологічними вимогами (наприклад, поблизу обладнання та комунікацій), настил роблять знімним.

Товщину плоских настилів обчислюють залежно від навантаження, відносних граничних прогинів f/l (де f – прогин, а l – проліт настилу) та статичної схеми.

У незнімних конструкціях настили приварюють до балки. Під навантаженням у них виникають напруження як від згину, так і від розтягу (рис. 58). При співвідношенні $l/t \leq 50$ (де t – товщина настилу) настил жорсткий і напруження від розтягу незначні. Навпаки, при $l/t \geq 300$ настил гнучкий і незначним є напруження від згину. У будівництві найчастіше використовують настили зі співвідношенням $50 < \frac{l}{t} < 300$, коли напруження від розтягу і згину співмірні. У цьому випадку для обчислення потрібної товщини настилу чи найбільшого його прольоту можна скористатися рівнянням Тимошенка-Телояна:

$$\frac{l}{f} = \frac{4 \cdot n_0}{16} \left(1 + \frac{76E}{(1-\nu^2)n_0^4 g_n} \right), \quad (78)$$

де $n_0 = \frac{l}{f}$ – відношення прольоту настилу до граничного значення його прогину; g_n – нормативне навантаження; ν – коефіцієнт Пуассона (для сталі $\nu = 0,3$).

У графічній формі рівняння (78) подано на рис. 58, г.

Горизонтальну опорну реакцію, на дію якої необхідно розрахувати шви кріплення настилу до балок, обчислюють за формулою

$$H = 0,25\pi^2 \left(\frac{1}{n_0} \right)^2 \frac{E \cdot t \cdot g}{(1 - \nu^2) g_n}. \quad (79)$$

3. Прокатні, гнуті та пресовані балки

Найпоширенішими і найекономічнішими типами профілів балок є прокатні двотаври та швелери, гнуті швелери та пресовані профілі, близькі за формою до двотаврів чи швелерів. В умовах плоского згину ефективніші двотаврові та подібні до них профілі. Швелери асиметричні, а тому їх згин супроводжується скручуванням, водночас вони краще працюють на косий згин. Окрім цього, відносно ширша, ніж у двотаврів поличка створює певні конструктивні зручності при спиранні на них настилів.

Згідно з чинним сортаментом у профілів, які використовують для балок, місцева стійкість елементів перерізу найчастіше забезпечена. Винятком є лише гнуті профілі. Загальна стійкість балки забезпечується настилом, що спирається і кріпиться до неї по всій довжині. Тому добір перерізу виконують, використовуючи рівняння міцності (29). Обчисливши найбільший згинальний момент у балці M_{\max} та призначивши марку матеріалу і його розрахунковий опір R_y , визначають потрібний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (80)$$

Далі, згідно з сортаментом, встановлюють найближчий номер профілю, момент опору якого не менший за потрібний.

Визначивши розміри профілю, перевіряють міцність стінки на зріз від дії найбільшої поперечної сили Q_{\max}

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (81)$$

де S та I – відповідно статичний момент половини перерізу та момент інерції всього перерізу відносно центральної осі, перпендикулярної до площини згину; t_w – товщина стінки на рівні центра ваги перерізу. Коли умова міцності (81) не задовольня-

ється, необхідно збільшити номер профілю і повторити перевірку.

Для допоміжних балок в ускладненому типі балкової клітки необхідно виконати перевірку міцності стінки у місці прикладення зосередженої сили (найчастіше опорної реакції балки настилу):

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (82)$$

де F – сума опорних реакцій балок настилу чи інших конструкцій, що спираються у даному місці на допоміжну балку; $l_{ef} = b + 2t_f$ – розрахункова довжина, на якій розподіляється місцевий тиск (рис. 59); b – ширина опори конструкції, спертої на допоміжну балку; t_f – товщина полицки допоміжної балки, обчислена у місці її з'єднання зі стінкою (рис. 59).

Стінка балки у місці з'єднання з полицкою повинна мати достатню міцність щодо дії зведених напружень:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 11,5 \cdot R_y \gamma_c, \quad (83)$$

де $\sigma_x = \frac{M \cdot h_w}{2I_n}$ – нормальні напруження у місці з'єднання;

$\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}$ – середні дотичні напруження у стінці; $h_w = h - 2t_f$ –

розрахункова висота стінки; h – висота перерізу балки.

Якщо стиснений пояс балки недостатньо закріплений (наприклад, головні та допоміжні балки в ускладнених типах балкових кліток чи балки настилу при рухомому приєднанні настилу), перевіряють загальну стійкість балки:

$$\frac{M_{\max}}{W_{\min}} \leq \varphi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (84)$$

Для перевірки жорсткості необхідно обчислити прогин балки і порівняти його з граничним значенням f_u :

$$f \leq f_u \quad (85)$$

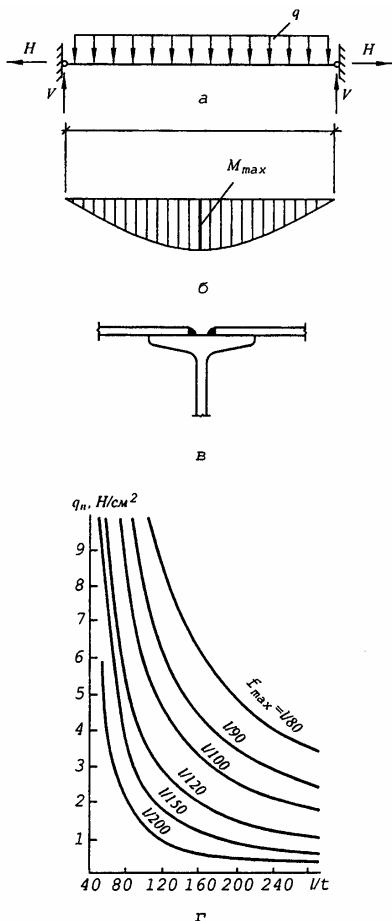


Рис. 58 – Розрахунок настилів:
а – розрахункова схема; б – епюра
згинальних моментів;
в – конструкція кріплення настилу до
балки; г – граничні навантаження на
настил

перевіряти місцеву стійкість стінки та стиснутої полицки, про що йтиметься нижче.

Якщо всі перевірки задовольняються, переріз вибрано правильно. Якщо ж ні, треба збільшити номер профілю і повторити розрахунок.

При значних запасах жорсткості (умова (85), особливо для нерозрізних балок), доцільно допустити роботу балки у пружно-пластичній стадії, трансформувавши (80) згідно з рекомендаціями, запропонованими і рівнянні (37):

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (86)$$

Тим самим зменшується витрата сталі. Але всі подальші перевірки, а також додаткові умови, повинні задовольнятися.

Добираючи переріз, треба пам'ятати, що робота у пружно-пластичній стадії можлива лише для балок зі сталей, які мають межу текучості до 580 МПа.

Прокатні та пресовані перерізи здебільшого мають таку форму, що місцева стійкість окремих їх елементів (стінки, полицок) забезпечена. Для гнутих профілів необхідно пе-

ЛЕКЦІЯ 12

1. Балки складеного перерізу

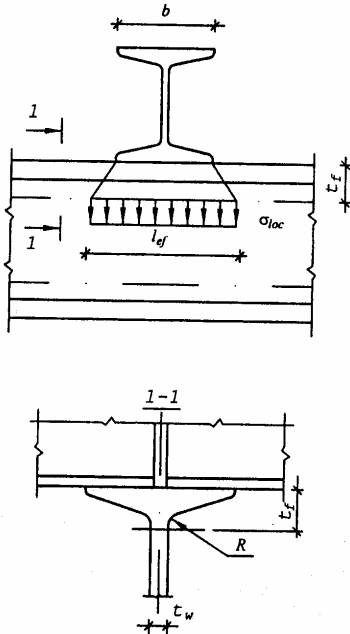


Рис. 59 – Розрахункова схема для обчислення місцевих напружень

Основні форми перерізу таких балок зображені на рис. 55. Вони складаються з полчок (поясів) та стінки, з'єднаних між собою в єдиний переріз. Як зазначалося, найпоширенішою є двотаврова форма перерізу, утворена з трьох листів шляхом зварювання.

Добираючи переріз такої балки, у першу чергу визначають її висоту, яка повинна задовольняти вимоги якнайменшої матеріаломісткості конструкції, достатньої жорсткості та не перевищувати габарити, передбачені архітектурно-конструктивними рішеннями будівлі.

2. Оптимальна висота перерізу

Проектуючи будь-яку конструкцію, у тому числі й балку, крім вимог достатньої несучої здатності та жорсткості необхідно задовольняти також вимогу щонайменшої її матеріаломісткості.

Розглянемо, як змінюватиметься металомісткість балки зі зміною її висоти h .

Загалом витрати металу на балку G дорівнюватимуть сумі витрат на стінку G_w та полочки G_f :

$$G = G_w + G_f, \quad (87)$$

де G , G_w , G_f – маси, що відповідають 1 м довжини балки.

Масу полицок можна обчислити у такій послідовності. Згинальний момент M сприймається одночасно полицками і стінкою, тобто на полицки припадає деяка його частина c :

$$M_f = c \cdot M. \quad (88)$$

Замінімо згинальний момент M_f парою сил N_f , прикладених на рівні центрів полицок. Звідси зусилля в полицках становлять

$$N_f = \frac{M_f}{h}, \quad (89)$$

де h – плече прикладення сил N_f , що зрівноважують згинальний момент M_f , наближено рівне висоті перерізу (фактичне плече дорівнює $h - t_f$, але через незначну товщину полицки порівняно з висотою h нею можна нехтувати). Звідси площа кожної з полицок

$$A_f = \frac{N_f}{R_y \gamma_c} \quad (90)$$

та їхня спільна маса $G_f = 2 \cdot A_f \cdot \rho \cdot \varphi_f$, (91)

де ρ – густина металу; φ_f – конструктивний коефіцієнт, який враховує вплив на загальну масу полицок наявних стиків, накладок, змін перерізу тощо.

Підставивши у (91) рівняння (88)-(90), остаточно отримуємо:

$$G_f = \frac{2 \cdot c \cdot M \cdot \rho \cdot \varphi_f}{h R_y \gamma_c}. \quad (92)$$

Отже, зі збільшенням висоти перерізу маса полицок зменшується (рис. 60).

Характер зміни не є лінійним, оскільки від зміни висоти залежить розподіл згинального моменту між стінкою і полицками. Коефіцієнт φ_f також дещо коливається.

Аналогічно витрата металу на стінку:

$$G_w = A_w \cdot \rho \cdot \varphi_w, \quad (93)$$

де $A_w = h_w \cdot t_w$ – площа стінки; φ_w – конструктивний коефіцієнт, що відповідає за змістом φ_f .

Окрім цього, φ_w враховує додаткову витрату металу на ребра жорсткості.

Приймаючи з невеликою похибкою $h_w = h$ і підставляючи у (5.16), отримаємо

$$G_w = h \cdot t_w \cdot \rho \cdot \varphi_w. \quad (94)$$

Таким чином, зі збільшенням висоти перерізу маса стінки зростає (див. рис. 60).

На підставі (87), (92) та (94) можемо записати:

$$G = \frac{2 \cdot c \cdot M \cdot \rho \cdot \varphi_f}{h \cdot R_y \cdot \gamma_c} + h \cdot t_w \cdot \rho \cdot \varphi_w. \quad (95)$$

Загальний вигляд графіка (95) також зображений на рис. 60.

Шукаючи h_{ef} як мінімум функції (95), прирівнюємо її похідну по h нулеві:

$$\frac{dG}{dh} = 0, \quad (96)$$

або

$$-\frac{2 \cdot c \cdot M \cdot \rho \cdot \varphi_f}{R_y \cdot \gamma_c \cdot h^2} + t_w \cdot \rho \cdot \varphi_w = 0. \quad (97)$$

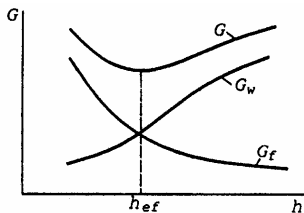


Рис. 60 – Характер зміни металомісткості балки G та окремих її частин (стінки G_w і полиць G_f) залежно від висоти

$$\text{Звідси } h = \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot M \cdot \varphi_f}{R_y \cdot \gamma_c \cdot t_w \cdot \varphi_w}}. \quad (98)$$

$$\text{Підставляючи } \frac{M}{R_y \gamma_c} = W,$$

$$\sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot \varphi_f}{\varphi_w}} = k, \quad h = h_{ef}, \quad \text{отримаємо}$$

$$h_{ef} = k \sqrt{\frac{W}{t_w}}, \quad (99)$$

де h_{ef} – оптимальна висота; W – статичний момент опору перерізу балки; k – загальний конструктивний коефіцієнт, який враховує описані вище параметри і має такі значення:

Таблиця 4

Конструкція балки	Постійний переріз полицки	Змінний переріз полицки
На зварюванні	1,1	1,0
На заклепках	1,25	1,0

З існуючого досвіду проектування товщину стінки (мм) можна приймати:

$$t_w = 7 + 0,003 \cdot h, \quad (100)$$

де в першому наближенні $h \approx \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) l$; l – проліт балки.

Момент опору перерізу W , необхідний для забезпечення несучої здатності балки, знаходять за умовою міцності щодо нормальних напружень:

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (101)$$

При цьому попередньо обчислюють найбільше значення згинального моменту M_{\max} , призначають матеріал конструкцій і його розрахунковий опір та значення коефіцієнта умов роботи γ_c .

Висота перерізу балки h_{ef} найвигідніша з огляду на витрати матеріалу. Як зменшення, так і збільшення висоти проти h_{ef} призводить до перевитрат металу. На підставі рис. 60 можна зазначити, що в оптимально запроектованій балці маси двох полицок G_f та стінки G_w з деталями, що їм відповідають, повинні бути однаковими чи близькими. Окрім цього, функція (96) поблизу свого мінімуму змінюється повільно. Це дає змогу компонувати переріз відповідно до сортаменту на листову сталь, уникаючи її поздовжнього різання та пов'язаних з цим додаткових витрат. Переважно відхилення висоти балки від H_{ef} не повинні

перевищувати 10...15 %, інакше відчутним стає зростання витрат сталі.

3. Найменша висота

Найменша висота перерізу балки зумовлена вимогою забезпечення необхідної жорсткості. Розглянемо статично визначену балку на двох опорах прольотом l , завантажену рівномірно розподіленим навантаженням g . Прогин такої балки під дією нормативного навантаження g_n становить

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_n \cdot l^4}{E \cdot I}. \quad (102)$$

де E – модуль пружності матеріалу балки; I – момент інерції її перерізу відносно центральної осі.

Підставляючи $M_n = \frac{g_n \cdot l^2}{8}$, отримаємо

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_n \cdot l^2}{E \cdot I}. \quad (103)$$

Знаючи, що $I = \frac{1}{2} W \cdot h$, маємо

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{M_n \cdot l^2}{E \cdot W \cdot h}. \quad (104)$$

Оскільки $\frac{M_n}{W} = \sigma_{n,\max}$ і виходячи з умови міцності

$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = R_y \gamma_c$, знаходимо $\sigma_{n,\max}$ через співвідношення

$$\frac{\sigma_{n,\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{M_n}{M};$$

$$\sigma_{n,\max} = \frac{M_n}{M} = R_y \gamma_c. \quad (105)$$

Знаючи, що $M = \frac{1}{8} g l^2$ та $M_n = \frac{1}{8} g_n l^2$, тобто $\frac{M_n}{M} = \frac{g_n}{g}$,

отримуємо $\sigma_{n,\max} = \frac{g_n}{g} R_y \gamma_c$. Підставляючи у (104), дістаємо

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot l^2}{E \cdot h} \cdot \frac{g_n}{g}. \quad (106)$$

Приймаючи прогин f рівним його граничному значенню f_u , згідно з розділом 10 доповнень до СНиП 2.01.07-85 отримуємо

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot l^2}{E \cdot h_u} \cdot \frac{g_n}{g}. \quad (107)$$

Щоправда, у зазначених нормах граничні прогини подані у вигляді співвідношення f_u / f . Використовуючи його,

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot l}{E \cdot \left(\frac{f_u}{f} \right)} \cdot \frac{g_n}{g}. \quad (108)$$

Отримана висота є найменшою для забезпечення необхідної жорсткості при повному використанні міцності матеріалу (тобто коли максимальні напруження досягають значень розрахункового опору металу).

При більшій висоті перерізу балка матиме запас жорсткості ($f < f_u$). Зменшення висоти зумовлює неповне використання міцності матеріалу. При $f < f_u$ максимальні напруження не досягнуть значень розрахункового опору матеріалу і відповідно зростуть витрати металу. Причому навіть невелике зменшення висоти проти h_{\min} спричинює суттєві додаткові витрати матеріалу. Такий варіант може бути прийнятий, якщо проектування будівлі ведеться паралельно з її будівництвом і значення h_{\min} перевищують конструктивну висоту, визначену в процесі архітектурно-конструктивного компонування.

Остаточну висоту балки приймають не меншою за h_{\min} і якнайближчою до h_{ef} .

4. Визначення поперечного перерізу балок

У цьому питанні розглядатимемо лише найпоширеніші зварні балки. При проектуванні балок на заклепках, болтах та інших видах з'єднань необхідно звертатися до спеціальної літератури.

У першу чергу визначають висоту стінки балки h_w . При цьому керуються значенням висоти перерізу, отриманим раніше.

З достатньою точністю можна прийняти

$$h_w = h. \quad (109)$$

В одночас, величина h_w обов'язково повинна відповідати значенням, передбаченим сортаментом. Це дає змогу уникнути непродуктивних витрат праці та матеріалів на різання металу та його подальшу обробку. Необхідно також пам'ятати, що ходова ширина металевого листового прокату не перевищує 2000... 2400 мм. При більшій висоті стінки передбачають стикове з'єднання.

Товщину стінки визначають з умов міцності та стійкості. Найменша товщина з умови міцності становить

$$t_{w,\min} = 1,5 \frac{Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}. \quad (110)$$

Отримане значення заокруглюють до найближчої більшої величини згідно з сортаментом.

Далі оцінюють місцеву стійкість стінки за величиною умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (111)$$

При відсутності рухомого навантаження найбільшим значенням умовної гнучкості, за якого стінка стійка, є $\bar{\lambda} < 3,2$; при рухомому характері навантаження $\bar{\lambda} < 2,2$.

Але якщо за основу взяти ці значення, то стінку доведеться виконувати дуже товстою, тобто неекономно витрачатиметься метал. Тому стінки проектують переважно більш гнучкими, зміцнюючи їх поперечними ребрами жорсткості. Однак при дуже високих значеннях гнучкостей виникає потреба ще й у додатко-

вих поздовжніх ребрах. Це різко збільшує обсяг зварювальних робіт, їх трудомісткість, а відповідно й вартість. Тому поздовжніх ребер уникають. Потреба у поздовжніх ребрах найчастіше виникає при значеннях умовної гнучкості $\bar{\lambda} > 4,8$.

Виходячи з вимог забезпечення місцевої стійкості стінки, задовільні результати отримують також за формулою (100).

Загалом доцільно приймати стінку якнайтоншою. Це дає змогу економити метал за рахунок раціональнішого його розподілу у перерізі, а саме вищої концентрації у полицках.

Визначивши розміри стінки, добирають полицки. При цьому виходять з потрібного моменту опору перерізу балки:

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (112)$$

Оскільки найчастіше переріз приймають симетричним, то можливе обчислення потрібного моменту інерції перерізу

$$I = W \cdot \frac{h}{2}. \quad (113)$$

Водночас момент інерції всього перерізу I складається з моментів інерції полицок I_f та стінки I_w :

$$I = I_f + I_w, \quad (114)$$

де $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}$ можна обчислити за відомими h_w, t_w . Звідси потрібний момент інерції полицок

$$I_f = I - I_w. \quad (115)$$

Нехтуючи складовою моменту інерції полицок відносно власних центральних осей симетрії, можемо записати

$$I_f = 2 \cdot A_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2, \quad (116)$$

або
$$I_f = \frac{1}{2} \cdot A_f \cdot h^2,$$

де $h \approx h_w$.

Таким чином, отримуємо можливість обчислити потрібну площу однієї полицки:

$$A_f = 2 \cdot \frac{I_f}{h^2}. \quad (117)$$

Розміри полицки, які забезпечували б потрібну площу, приймають, керуючись сортаментом. Але при цьому, як і у випадку зі стінкою, необхідно врахувати вимоги загальної стійкості балки та місцевої стійкості стисненої полицки.

Для забезпечення загальної стійкості балки полицки повинну бути достатньо широкими. Нормами встановлено граничне значення співвідношення $\frac{l_{ef}}{b_f}$ (де l_{ef} – розрахункова довжина балки; b_f – ширина полицки), при якому гарантована загальна стійкість балки і зникає потреба у її перевірці.

У дуже широких балках напруження нерівномірно розподіляються по ширині полицки. Вузькі балки потребують частого розкріплення. Тому в будівельній практиці найчастіше приймають

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) h. \quad (118)$$

З метою забезпечення місцевої стійкості стисненої полицки обмежується величина її звису b_{ef} . В умовах пружних деформацій

$$b_{ef} \leq 0,5 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (119)$$

де t_f – товщина полицки.

Технологічні особливості зварювання полицок і стінки також зумовлюють певні обмеження. З метою зменшення залишкових напружень від термічної дії зварювання доцільно дотримуватися умови

$$t_f \leq 3 \cdot t_w. \quad (120)$$

Таким чином, зазначені вимоги дають змогу наближено запроектувати потрібний складений переріз балки (рис. 61). Приєднання балок настилу чи другорядних балок до основних переважно виконують за допомогою болтів нормальної або грубої точності. Найчастіше застосовують болти М12...М20, для

яких у верхніх полицках головних балок передбачають отвори відповідно 15...23 мм. Добір прийнятого перерізу балки завершують перевітками міцності загальної стійкості та жорсткості.

Перевірки міцності:

на дію згинального моменту $\sigma = \frac{M_{\max}}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$;

на дію поперечної сили $\tau = \frac{\alpha \cdot M_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c$,

де $\alpha = a/(a-d)$ враховує ослаблення перерізу отворами; a і d – відповідно крок і діаметр отворів; на дію місцевих тисків

$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c$; на дію зведених напружень у місці при-

кладення зосереджених сил

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 11,5 \cdot R_y \gamma_c.$$

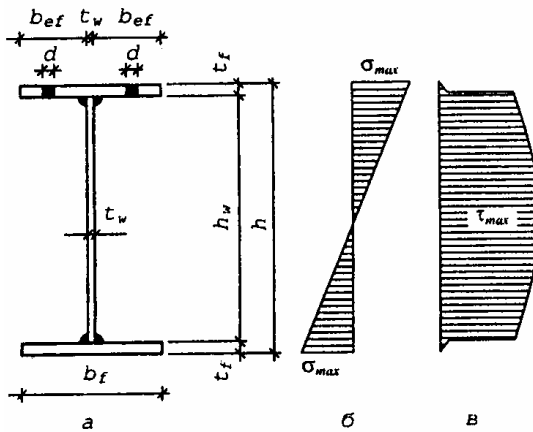


Рис. 61 – Розрахунковий переріз балки: а – форма перерізу та його розмір; б, в – епюри нормальних і дотичних напружень

Перевірка загальної стійкості: $\frac{M}{W_c} \leq \phi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c$ (її не вико-

нують, якщо $\frac{l_{ef}}{b}$ не перевищує граничних значень згідно з нормами).

Перевірка жорсткості: $f \leq f_u$ (перевірку не виконують, якщо $h > h_{\min}$).

Умовні позначення, їх зміст та особливості обчислень наведені у лекції 3.

ЛЕКЦІЯ 13

1. Зміна перерізу

Переріз балки добирають за найбільшими значеннями зусиль: згинальним моментом M_{\max} і поперечною силою Q_{\max} . Ці максимальні значення спостерігаються лише на обмежених ділянках довжини (рис. 62). На ділянках, де зусилля менші, міцність металу використовується лише частково. Тобто існує передумова для зменшення перерізу і відповідно витрати металу.

Розглядаючи рис. 62, а, б, можемо зауважити, що поперечна сила і зумовлені нею дотичні напруження найменших своїх значень набувають посередині балки. Цим самим ніби створюється можливість зменшити товщину стінки (поперечна сила сприймається переважно стінкою, роль полочки тут незначна). Але саме посередині прольоту діє найбільший згинальний момент і відповідні йому нормальні напруження; окрім цього, суттєве зменшення товщини стінки балки зумовлює втрату нею стійкості. З цих міркувань змінювати переріз стінки недоцільно.

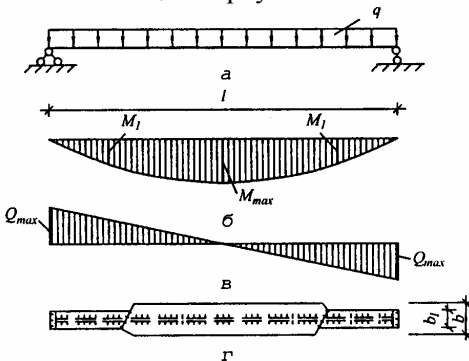


Рис. 62 – Зміна перерізу балки:
а – розрахункова схема; б, в – епюри
згинальних моментів і поперечних сил;
г – обриси полочок балки

Найменші значення згинального моменту для випадку, зображеного на рис. 62, спостерігаються поблизу опор. Це дає змогу або зменшити висоту перерізу, залишивши незмінним переріз полочок, або зменшити полочки при сталій висоті перерізу. Зміну висоти перерізу застосо-

вують вкрай рідко, оскільки при цьому зростає трудомісткість і вартість виготовлення балки.

Широко застосовують лише зміну перерізу полицок, що пояснюється простотою конструктивного вирішення і високою його технологічністю. При цьому зміну перерізу виконують шляхом зменшення ширини полицок поблизу опор (рис. 62, г). Зменшення товщини недоцільне, оскільки ускладнює конструкцію перекриття, зумовлює значну концентрацію напружень і вимагає механічного оброблення з'єднаних елементів поблизу стику для плавного їх сполучення.

Зміну перерізу переважно виконують лише один раз. Економія сталі при цьому становить 10...12 % (див. рис. 62, г). Повторна зміна дає додаткову економію сталі близько 3...4 %, що не окупає витрат праці на влаштування стиків полицок.

Найчастіше, змінюючи переріз, ширину полицки зменшують удвоє. Але при цьому її ширина b_{f1} не може бути меншою за $0,1h$, бо порушиться загальна стійкість балки. Ширина b_{f1} повинна залишатися достатньою для автоматизованого виконання полицкових швів, що залежить від наявного зварювального обладнання. При використанні зварювальних автоматів здебільшого $b_{ef1} \geq 100$ мм, або $b_{f1} \geq 200 + t_w$ (мм). Зварювальні головки дають змогу проектувати полицки вужчими.

За моментом опору W_1 обчислюють несучу здатність зменшеного перерізу:

$$M_1 = W_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (121)$$

і за епюрою моментів чи аналітично визначають місце зміни перерізу.

Можливий також інший шлях обчислень. Практика свідчить, що найдоцільніше змінювати переріз на відстані близько $\frac{1}{6}l$ від опори. Визначають згинальний момент у місці зміни перерізу M_1 і, добирають переріз полицки b_{f1} .

З'єднання між собою окремих частин полицки у місці зміни перерізу виконують стиковим швом. При цьому доцільно використовувати вивідні планки та фізичні методи контролю якості

шва. Коли ж якість стикового шва контролюють лише візуально, то для розтягнутої полицки передбачають навскісний стиковий шов. Цим забезпечується його рівномірність основному металу. Для зменшення концентрації напружень перехід від більшої ширини b_f до меншої b_{f1} обов'язково виконують плавно, забезпечивши технологічні скоси.

У місці зміни перерізу полицок рівень нормальних напружень близький до розрахункового опору металу. Значними також є дотичні напруження. Тому тут обов'язкові такі перевірки міцності:

за найбільшими нормальними напруженнями

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1}{W_{1n}} \leq R_y \cdot \gamma_c ;$$

за зведеними напруженнями на гранях стінки

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_{1xy}^2} \leq 11,5 \cdot R_y \gamma_c .$$

Детально ці перевірки описані вище.

З міркувань безпеки заборонено поєднувати зміну перерізу полицок зі стиками стінки та місцями прикладення зосереджених навантажень.

2. З'єднання полицки зі стінкою

При згині балки полицки зсуваються відносно стінки. Для забезпечення роботи полицок і стінки як єдиного перерізу необхідно надійно їх з'єднати. Розглянемо з'єднання за допомогою електродугового зварювання.

У суцільному перерізі найбільші дотичні (зсувні) напруження між стінкою і полицкою описують за відомою формулою Журавського:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I \cdot t_w} , \quad (122)$$

де S_f – статичний момент полицки відносно центральної осі перерізу балки.

У складеному перерізі зсувні зусилля на контакті між стінкою і полицкою

$$F_s = \tau \cdot A, \quad (123)$$

де A – площа контакту.

Переходячи до погонних зсувних зусиль, що припадають на одиницю довжини, тобто при $A = 1 \cdot t_w$, отримуємо

$$F_s = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I \cdot t_w} \cdot 1 \cdot t_w = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I}. \quad (124)$$

Потрібний катет шва (враховуючи $t_w = 1$):

за наплавленим металом

$$k_f = \frac{F_s}{n \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (125)$$

за межею сплавлення

$$k_f = \frac{F_s}{n \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}. \quad (126)$$

Визначаючи катет шва, необхідно врахувати його найменші значення з умови зварюваності.

Поличкові шви роблять неперервними односторонніми чи двосторонніми. Односторонні шви дають змогу суттєво зменшити трудомісткість виготовлення балок, витрату зварювальних матеріалів. Але при цьому повинні виконуватися такі основні умови:

за характером навантаження має бути статичним і прикладеним симетрично;

стійкість балки має забезпечуватись жорстким настилом, який неперервно спирається на верхній пояс балки і надійно з ним зв'язаний;

не допускається розвиток пластичних деформацій;

у місцях прикладення зосереджених навантажень доцільно встановлювати поперечні ребра жорсткості.

У балках і ригелях рамних конструкцій біля опорних вузлів використовують двосторонні поясні шви. Не можна використовувати односторонні шви у конструкціях, які експлуатуються в середньо- чи сильноагресивному середовищах, оскільки у відкритій щілині між поличкою та стінкою спостерігається інтенсивна корозія.

Переривчасте точкове або пунктирне зварювання використовують при з'єднанні гнутих профілів (див. рис. 55, д). У цьому випадку зсувне зусилля F_s , що припадає на один зварний шов,

$$F_s = \frac{Q_{\max} \cdot S_i \cdot a}{I}. \quad (127)$$

(S_i – статичний момент частини перерізу, що може зсуватися; a – крок зварних швів), не повинно перевищувати його несучої здатності.

3. Стійкість елементів перерізу балки

Факторами, що можуть спричинити втрату стійкості, є інтенсивні стискальні та зсувальні напруження. Наявність розтягу підвищує стійкість елемента навіть при випадкових несприятливих діях. Таким чином, у перерізі балки можуть втрачати стійкість стиснені полочка та стінка.

Стійкість стисненої полочки

У поздовжньому напрямку полочка стиснена нормальними напруженнями, розподіленими у перерізі рівномірно (рис. 63, а). Дотичні напруження незначні, ними нехтуємо. Поясними з'єднаннями полочка приєднана до стінки. Враховуючи невелику жорсткість стінки на згин порівняно з полочкою, вважаємо їх з'єднання шарнірним.

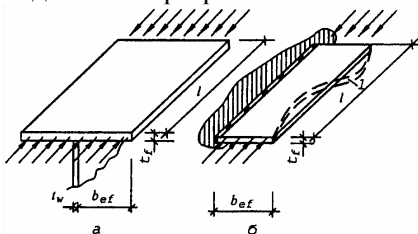


Рис. 63 – Місцева стійкість стисненої полочки: а – фрагмент верхнього поясу балки; б – розрахункова схема стисненої полочки; 1 – форма втрати стійкості

Таким чином, розрахунковою схемою звису полочки є пластинка шириною b_{ef} та товщиною t_f , шарнірно закріплена вздовж довгої сторони й завантажена поздовжнім рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 63, б).

Втрата стійкості починається з вільного незакріпленого краю пластини. За теорією пружності критичні напруження для прямокутної пластини становлять

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot D}{b_{ef}^2 \cdot l_f}, \quad (128)$$

де k – коефіцієнт, що враховує спосіб закріплення та характер завантаження пластини; $D = \frac{E \cdot t_f^3}{12(1-\nu^2)}$ – циліндрична жорсткість пластини.

Підставивши значення D отримаємо

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot D}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{l_f}{b_{ef}^2} \right)^2. \quad (129)$$

Прийнявши $\sigma_{cr} = R_y$ (в цьому випадку повністю використовується міцність матеріалу) і підставивши π та $\nu = 0,3$ (коефіцієнт Пуассона для сталі), після перетворення отримаємо

$$\frac{R_y}{E} = \frac{k \cdot 3,14^2}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{l_f}{b_{ef}^2} \right)^2, \quad (130)$$

$$\text{або } \frac{R_y}{E} = 0,902k \left(\frac{l_f}{b_{ef}^2} \right)^2.$$

При даній формі пластинки $\left(\frac{l}{b_{ef}} > 3 \right)$, способі її закріплення та навантаження значення коефіцієнта k дорівнює 0,46. Остаточно

$$\frac{R_y}{E} = 0,42 \left(\frac{l_f}{b_{ef}^2} \right)^2, \quad (131)$$

або у формі, близькій до запису норм:

$$\frac{b_{ef}}{l_f} = 0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (132)$$

Враховуючи нерівності полички та деяку нерівномірність розподілу напружень, у нормах умову стійкості стисненої полички записують з деяким запасом:

$$\frac{b_{ef}}{l_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (133)$$

Стійкість стінки

Напружений стан стінки складний. У ній діють як нормальні, так і дотичні напруження, спричинені згинальними моментами, місцевими навантаженнями та поперечними силами. При високих рівнях напружень стінка може втрачати свою первинну плоску форму, тобто стійкість. Для підвищення стійкості стінки підкріплюють ребрами жорсткості. При втраті стінкою стійкості ребра залишаються прямолінійними і ділять стінку на відсіки. У розрахунках відсіки приймають незалежними один від одного.

Розглянемо відсік, розміщений посередині балки. У межах відсіку діють згинальні моменти, близькі до максимальних, та невеликі перерізу-вальні сили (див. рис. 62, б, в), які зумовлюють відповідні нормальні та дотичні напруження. Впливом незначних дотичних напружень нехтуємо.

Стінка, як і розглянута вище поличка, є прямокутною пластинкою. Але схема її роботи інша. Стінка закріплена у поясах з обох сторін і розподіл нормальних напружень у ній нерівномірний. Нижня частина стінки розтягнена і тому стійка. Втрата стійкості можлива лише у верхній, стисненій частині стінки.

Оскільки стінка частково затиснена у поличках, то критичні напруження σ_{cr} залежатимуть не тільки від її власних розмі-

рів, тобто зведеної гнучкості $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, але і від розмірів

поличок, їх здатності протистояти скручуванню. У нормах вплив поличок прийнято враховувати введенням коефіцієнта c_{cr} .

Опускаючи доведення, записуємо значення критичних напружень:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2}. \quad (134)$$

Значення коефіцієнта c_{cr} для зварних балок приймають залежно від коефіцієнта δ такими:

Таблиця 5

δ	0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	30
c_{cr}	30	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

де

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3; \quad (135)$$

b_f і t_f – відповідно ширина и товщина стисненої полицки балки; h_w і t_w – висота й товщина стінки; β – коефіцієнт, що враховує конструктивні особливості балок та умови роботи стисненого поясу.

Умова перевірки стійкості стінки при дії нормальних напружень:

$$\sigma \leq \sigma_{cr} \cdot \gamma_c, \quad (136)$$

де σ – найбільші стискальні напруження на межі стінки.

Для зварних балок:

$$\sigma = \frac{M}{J} y, \quad (137)$$

де M – середнє значення згинального моменту в межах відсіку; y – відстань від центра ваги перерізу до межі стінки (для симетричних перерізів $y = 0,5 h_w$).

У випадках, коли умова (136) не задовольняється, можлива втрата стійкості стінки. При цьому у стисненій зоні стінка набирає форми поздовжньої хвилі (рис. 64). Частіше розміщення поперечних ребер майже не поліпшує стійкості, оскільки на ребра припадають вузли хвилі. Необхідно передбачити поздовжнє ребро у зоні найбільш імовірної втрати стійкості стінкою (рис. 65). Найчастіше поздовжні ребра розташовують на відстані $b_1 = (0,2 \dots 0,25) h_w$ від стисненого поясу.

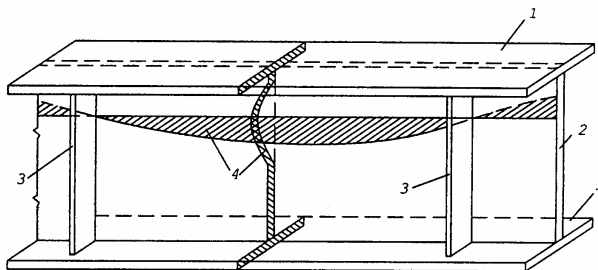


Рис. 64 – Форма втрати стійкості стінкою балки під дією нормальних напружень: 1 – полочки балки; 2 – стінка; 3 – поперечні ребра жорсткості; 4 – форма деформації стінки

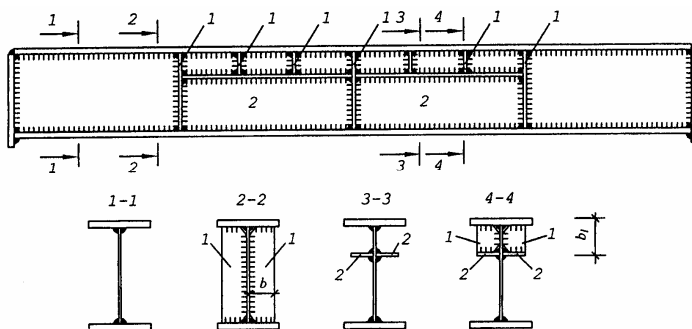


Рис. 65 – Конструкція балки зі стінкою, підсиленою поперечними (1) та поздовжніми (2) ребрами жорсткості

Розміри поздовжніх ребер та стійкість новоутворених відсіків стінки перевіряють згідно з рекомендаціями норм.

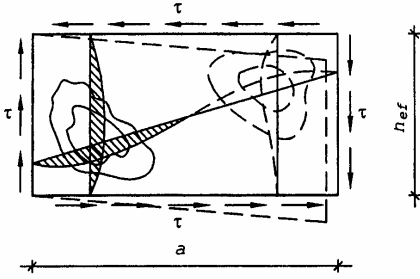
Зазначимо, що виконання поздовжніх ребер дуже трудомістке через зростання кількості швів. Тому застосовують їх лише у виняткових випадках. Доцільніше дещо збільшити товщину стінки.

У приопорних відсіках діють великі дотичні напруження. Під їх дією відсік стінки скошується і може втрачати стійкість (рис. 66). Значення критичних напружень залежить від розмірів відсіку стінки, обмеженого полчками і ребрами, а саме від умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (138)$$

де d – менша сторона відсіку стінки h_{ef} чи a .

Значення критичних напружень обчислюють за формулою



$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (139)$$

де μ – відношення більшої сторони відсіку до меншої.

Умова, за якої стійкість забезпечена:

$$\tau \leq \tau_{cr} \cdot \gamma_c, \quad (140)$$

Рис. 66 – Форма втрати стійкості стінкою під дією дотичних напружень

де $\tau = \frac{Q}{h_w t_w}$ – середні напру-

ження зсуву у межах стінки; Q – середнє значення перерізувальної сили зсуву у межах відсіку.

Найчастіше у відсіку одночасно діють як згинальні моменти, так і перерізувальні сили. У цьому випадку перевірка стійкості виглядатиме так:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq \gamma_c. \quad (141)$$

При завантаженні стисненого поясу балки зосередженими силами у перерізах, які не зміцнені поперечними ребрами жорсткості, враховують погіршення умов стійкості стінки через наявність місцевих напружень σ_{loc} (рис. 67). Значення критичних напружень при місцевому навантаженні:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (142)$$

де c_1 – коефіцієнт, який приймають згідно з рекомендаціями норм залежно від співвідношення сторін відсіку $\frac{a}{h_{ef}}$, співвід-

ношення $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$, значення δ , обчисленого за (135), та гнучкості

$$\text{стінки } \bar{\lambda} = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

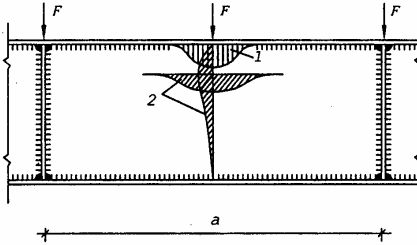


Рис. 67 – Втрата місцевої стійкості стінкою під дією місцевих напружень:

1 – епюра σ_{loc} ; 2 – форма втрати стійкості стінкою

Загалом умова стійкості стінки має вигляд

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c. \quad (143)$$

Величину σ_{loc} обчислюють за (82).

4. Конструювання поперечних ребер жорсткості

Поперечні ребра жорсткості служать для підвищення стійкості стінки балки при дії дотичних і місцевих напружень. Їх передбачають, коли умовна гнучкість стінки балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (144)$$

перевищує 3,2 у випадку нерухомого навантаження і $\bar{\lambda}_w > 2,2$ при рухомому навантаженні.

Відстані між поперечними ребрами залежать від умовної гнучкості стінки. Вони не повинні перевищувати $2h_{ef}$, якщо $\bar{\lambda} > 3,2$ і $2,5h_{ef}$, якщо $\bar{\lambda}_w < 3,2$. Окрім цього, поперечні ребра жорсткості встановлюють у місцях прикладення значних зосереджених нерухомих навантажень і на опорах.

Проміжні ребра жорсткості

Розміри ребер приймають такими, щоб забезпечити незмінність їхньої форми навіть при втраті стінкою стійкості. Вони можуть розміщуватись симетрично з обох боків стінки, а також бути несиметричними – однобічними. З досвіду про-

ектування впливає, що ширина кожного з парних симетрично розміщених ребер (див. рис. 65, переріз 2-2) повинна становити, мм:

$$b_h = \frac{h_{ef}}{30} + 40, \quad (145)$$

а несиметричних однобічних ребер:

$$b_h = \frac{h_{ef}}{24} + 50. \quad (146)$$

Товщина ребер у всіх випадках:

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (147)$$

У зварних балках груп конструкцій 2-4 (тобто для більшості балок під статичні навантаження) переважно застосовують однобічні ребра жорсткості, розміщуючи їх з одного боку балки. При однобічних поличкових швах ребра жорсткості розміщують з боку, протилежного швам. В інших випадках доцільні парні ребра.

Однобічне ребро жорсткості, розміщене у місці прикладення зосередженого навантаження, додатково розраховують як позацентрово-стиснений стержень. Ексцентриситет прикладення сили дорівнює відстані від серединної площини стінки до центра ваги розрахункового перерізу стержня. Розрахунковий переріз має вигляд тавра, який складається з ребра жорсткості та смуги стінки завширшки $c = 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ з обох боків від ребра

(рис. 68). Розрахункову довжину стержня приймають рівною висоті стінки h_{ef} .

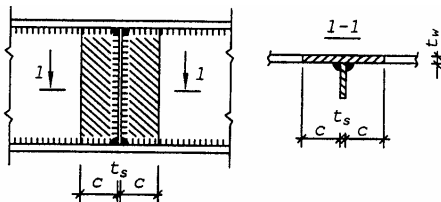


Рис. 68 – Розрахункова схема однобічного ребра

Ребра жорсткості закріплюють однобічними швами. При експлуатації балок у середньо- чи сильноагресивних середовищах та при динамічному характері навантажень обов'язковими є двосторонні шви.

Опорні ребра

Для передачі значних опорних реакцій на конструкції, розміщені нижче (наприклад, колони), в балках влаштовують опорні ребра. У будівельній практиці найширше використовують два конструктивних рішення: опорні ребра безпосередньо на кінцях балки (рис. 69, а) та віддалені від кінців (рис. 69, б). Опорна реакція передається через торці ребер. їх старанно вирівнюють (найчастіше фрезерують), щоб забезпечити щільне прилягання по всій поверхні контакту з опорою.

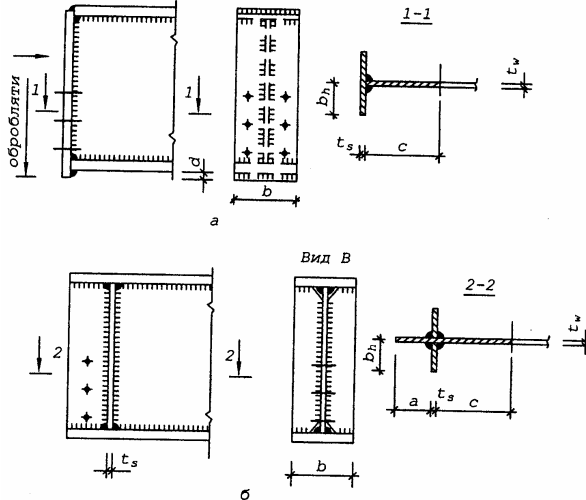


Рис. 69 – Конструкції опорних ребер балок:
а – на краю балки; б – зі зміщенням

Переріз опорних ребер вибирають згідно з умовами міцності та стійкості. Ширину опорного ребра b приймають рівною ширині полицок. При розмірі $d \leq 1,5t_s$ для першої конструкції опорного ребра (рис. 69, а), а також для другої конструкції (рис. 68, б) напруження на контактній поверхні не повинні перевищувати міцності металу на зминання R_p :

$$\frac{F}{b \cdot t_s} \leq R_p \gamma_c, \quad (148)$$

де F – опорна реакція балки; b і t_s – ширина і товщина контактної поверхні опорного ребра. Якщо ж у першій конструкції випуск опорного ребра d , перевищує $1,5t_s$, враховуючи можливість втрату стійкості випуску ребра при пластичних деформаціях, перевірка міцності виглядатиме так:

$$\frac{F}{b \cdot t_s} \leq R_y \gamma_c. \quad (149)$$

З метою збереження плоскої форми опорного ребра (тобто забезпечення його місцевої стійкості) дотримуються умови (147).

Перевіряють також загальну стійкість опорного ребра на поздовжній згин у площині, перпендикулярній площині стінки балки. Перевірку виконують як для центрально-стисненого стержня, завантаженого опорною реакцією:

$$\frac{F}{A_{ef}} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (150)$$

У розрахункову площу A_{ef} включають переріз опорного ребра та стійку частину стінки завширшки до $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$. Та-

ким чином, згідно з рис. 69 (перерізи 1-1, 2-2), площу опорного стояка можна записати відповідно для першого і другого варіантів:

$$A_{ef} = b \cdot t_s + c \cdot t_w, \quad (151)$$

$$A_{ef} = b \cdot t_s + (a + c) \cdot t_w, \quad (152)$$

де $c = 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$; $a \leq c$; a – фактичний розмір за рис. 69, але не

більше c . Розрахункову довжину опорного стояка приймають рівною висоті стінки. Шви кріплення опорних ребер до стінки розраховують як кутові флангові на дію опорної реакції балки. При цьому слід пам'ятати про обмеження на розрахункову довжину таких швів.

5. Стики балок

У балках розрізняють два типи стиків: заводські стики, що виконують на підприємствах металевих конструкцій, якщо довжина наявного металопрокату недостатня; *монтажні* стики, які виконують на будівельних майданчиках, коли умови транспортування вимагають поділу конструкції балки на кілька частин, які перед монтажем з'єднують.

Заводські стики переважно виконують за допомогою зварювання. Монтажні стики можуть бути як зварними, так і на болтах чи заклепках. Виконання монтажних стиків трудомістке і має високу вартість.

Заводські стики

Заводські стики листів для стінки і полиць балок складеного перерізу виконують переважно за допомогою стикових швів, рівномісних основному металу. При цьому стики окремих елементів перерізу (стінки і полиць) не повинні накладатися.

Розміщують стики в зонах, де у відповідних елементах діють невеликі напруження: поясів – ближче до опор, стінки – до середини балки. Послідовність зварювання призначають такою, щоб залишкові напруження були якнайменші. Спочатку зварюють поперечні стикові шви окремо в кожному елементі, далі накладають полицьові шви і лише після цього приварюють ребра жорсткості.

Прокатні перерізи найчастіше стикують за допомогою накладок. Їх стикове з'єднання утруднене, бо у місцях спряжень полиць зі стінкою має місце непроплавлення. Конструкція такого стику зображена на рис. 70. Під час розрахунку вважають, що згинальний момент M_s у місці стику передається накладками на полицях, а перерізу-вальна сила Q_s – накладками на стінці. Зусилля у накладках полиць утворюють пару сил, що врівноважують згинальний момент. Звідси

$$N_{fs} = M_s / h, \quad (153)$$

де h – плече пари сил, за значенням дорівнює висоті перерізу.

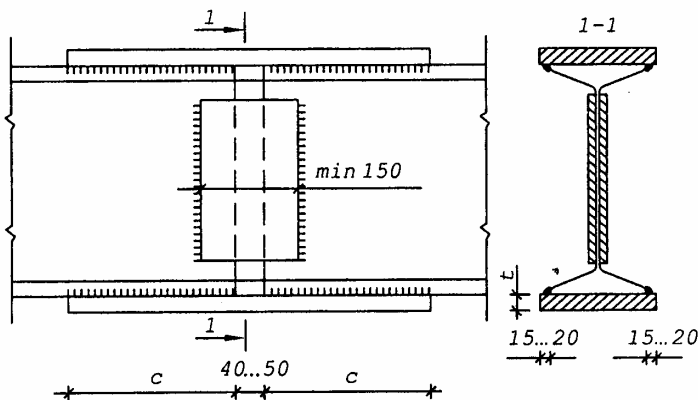


Рис. 70 – Конструкція заводського стику прокатної балки

За значенням N_{fs} обчислюють потрібну площу перерізу накладок:

$$A_{fs,min} = \frac{N_{fs}}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (154)$$

Ширина накладок повинна бути на 30...40 мм більшою (чи меншою) за ширину полицок, що забезпечує потрібні конструктивні умови для зварювання швів. Товщину накладок приймають згідно з сортаментом такою, щоб отримана площа накладки A_{fs} не була меншою від $A_{fs,min}$.

Шви кріплення накладок, розміщені з одного боку від стику, проектують рівномірними накладкам, тобто розраховують за несучою здатністю:

$$N_{fw} = A_{fs} \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (155)$$

Накладки на стінці роблять двосторонніми з листів, товщина яких близька до товщини стінки. Шви кріплення накладок з кожного боку стику розраховують на дію перерізувальної сили Q_s .

Конструктивні вимоги до стиків зображені на рис. 70. Значення c приймають не меншим ніж $5t$, $4k_f$ і 40 мм.

Монтажні стики

Для прокатних профілів конструкція монтажних стиків аналогічна заводським. У балках складених перерізів монтажні стики найчастіше виконують за допомогою зварювання та висококомісних болтів.

При використанні зварювання з'єднання виконують за допомогою стикових швів. Міцність стику перевіряють як суцільний переріз. Напруження у ньому не повинні перевищувати розрахункового опору стикового зварного з'єднання R_{wy}, R_{wii} . У зв'язку з тим, що за відсутності устаткування для фізичних методів контролю якості з'єднання у розтягненій зоні $R_{wy} = 0,85R_y$, доцільно монтажний стик розміщувати за межами зони дії найбільшого згинального моменту, в перерізах, для яких $M \leq 0,85M_{\max}$. Для забезпечення рівномірності стику ефективним також є застосування навскісного стику розтягнутої полицки та вивідних планок для стикових швів обох полицок.

Для зменшення залишкових напружень заводські шви, що з'єднують стінку з полицками, не доводять до місця стику на 500 мм. З цієї ж метою обов'язковим є дотримання порядку зварювання (рис. 71). Матеріали для зварювання повинні відповідати марці матеріалів полицок і стінки балки, а технологія зварювання – забезпечувати повне проплавлення з'єднуваних елементів.

Крім зварювання, у монтажних стиках використовують з'єднання на висококомісних болтах і болтах підвищеної точності. З'єднання на заклепках застосовують обмежено. Незважаючи на вищу вартість висококомісних болтів, вони технологічніші, бо легко встановлюються і послаблення перерізу отворами при їх використанні часто не враховують.

У стиках з використанням болтів кожен елемент перерізу перекривають двосторонніми накладками. Це дає змогу зменшити кількість болтів та розміри накладок, оскільки болти працюють за двозрізною схемою. Відстані між болтами приймають 2,5...3,0 d . Це також забезпечує якнайменші розміри накладок. Площа перерізу накладок не повинна бути меншою за площу

з'єднаних елементів. З'єднання кожного з елементів розраховують незалежно, згідно з зусиллями, які в них діють.

Вважають, що вся перерізувальна сила передається через накладки на стінці. Згинальний момент розподіляють між елементами перерізу пропорційно до їх моментів інерції. Таким чином, згинальний момент, який передається через накладки стінки:

$$M_{ws} = M_s \frac{I_w}{I}, \quad (156)$$

де M_s – згинальний момент у місці стику; I_w, I – моменти інерції стінки і всього перерізу відносно центральної осі.

Частина згинального моменту, яка припадає на накладки полицок:

$$M_{fs} = M_s - M_{ws}. \quad (157)$$

Як і в прокатних балках, момент M_{fs} передається у вигляді пари сил, прикладених на рівні центру ваги накладок верхньої та нижньої полицок. Можна вважати, що плече пари сил z дорівнює відстані між центрами полицок:

$$z = h_w + t_w. \quad (158)$$

Таким чином, зусилля, яке діє на накладки полицок

$$N_{fs} = \frac{M_{fs}}{z}, \quad (159)$$

а найменша сумарна площа накладок кожної з полицок:

$$A_{nfs, \min} = \frac{N_{fs}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (160)$$

Для приєднання накладок до полицок з одного боку від стику необхідна така кількість болтів:

при болтах підвищеної точності

$$n = \frac{A_{ef, s} \cdot R_y}{N_b}, \quad (161)$$

при високоміцних болтах

$$n = \frac{A_{ef, s} \cdot R_y}{Q_{bh}}, \quad (162)$$

де $A_{ef,s} \cdot R_y$ – несуча здатність накладок; $A_{ef,s}$ – сумарна розрахункова площа накладок; R_y – розрахунковий опір матеріалу накладок; N_b та Q_{bh} – несуча здатність болта підвищеної точності та високоміцного.

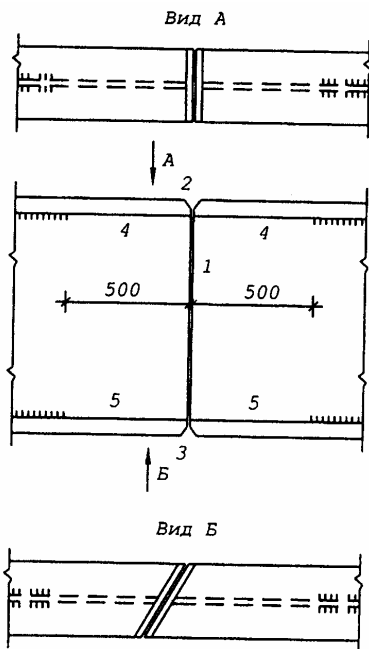


Рис. 71 – Конструкція зварного стику балки складеного перерізу:
1-5 – послідовність зварювання монтажних швів

Причому зусилля у болтах N_M , які виникають від дії згинального моменту, розподіляються між болтами нерівномірно, а пропорційно відстані від нейтральної осі перерізу до болтів (рис. 72).

Найбільшими є зусилля у крайніх горизонтальних рядах болтів $N_{M,max}$, розміщених від осі на відстані y_k (рис. 72). Звідси зусилля у будь-якому i -му ряді болтів

Нагадаємо, що розрахункову площу приймають рівною площі нетто для болтів підвищеної точності $A_{ef,s} = A_{n,s}$; для високоміцних болтів: $A_{ef,s} = A_s$ (площі бруто) при $A_{n,s} \geq 0,85A_s$ і $A_{ef,s} = 1,18A_{n,s}$ при $A_{n,s} < 0,85A_s$, для динамічних навантажень $A_{ef,s} = A_{n,s}$.

Довжину накладок визначають за розміщенням потрібної кількості болтів.

Накладки на стінці приймають двосторонніми з товщиною, що дорівнює товщині стінки, чи на 1...2 мм меншою.

Через накладки на стінці, окрім перерізувальної сили Q_s , передається ще й частина згинального моменту $M_{w,s}$.

$$N_{M,i} = N_{M,\max} \cdot \frac{y_i}{y_k}, \quad (163)$$

де y_i та y_k – відстані від нейтральної осі до i -го та найдальшого болтів.

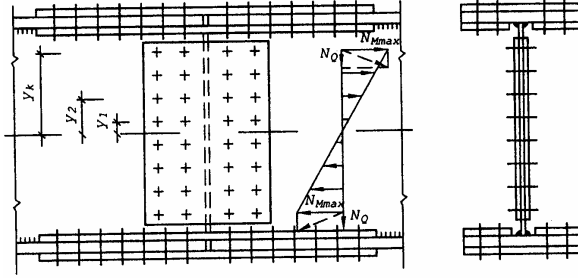


Рис. 72 – Конструкція стику зварної балки на болтах

Кожна пара болтів, симетричних відносно нейтральної осі, створює момент $M_i = N_{Mi} \cdot y_i$, який є частиною зовнішнього $M_{w,s}$. Виходячи з умови рівноваги

$$\sum_{i=1}^k M_i = M_{w,s}, \quad (164)$$

або в розгорнутій формі, підставляючи N_{Mi} , згідно з (5.86):

$$\sum_{i=1}^k m \left(\frac{N_{M,\max} \cdot y_i}{y_k} \right) \cdot y_i = M_{w,s}, \quad (165)$$

де m – кількість вертикальних рядів болтів з одного боку стику. Звідси найбільше зусилля у болті від дії згинального моменту:

$$N_{M,\max} = \frac{M_{w,s} \cdot y_k}{m \sum_{i=1}^k y_i^2}. \quad (166)$$

Зусилля N_Q , що виникають від перерізуювальної сили, розподіляються між болтами рівномірно. Тобто на один болт припадає

$$N_Q = \frac{Q_s}{n}, \quad (167)$$

де n – кількість болтів з одного боку стику.

Найбільша рівнодійна зусиль N_M та N_Q у болтах не повинна перевищувати несучої здатності болта:

для болтів підвищеної точності

$$\sqrt{N_{M,\max}^2 + N_Q^2} \leq N_b; \quad (168)$$

для високоміцних болтів

$$\sqrt{N_{M,\max}^2 + N_Q^2} \leq Q_{bh}. \quad (169)$$

Проектуючи стики, у першу чергу задаються типом і діаметром болтів, а також розміщують їх, виходячи з найменших кроків. При цьому кількість вертикальних рядів болтів, які припадають на накладки стінки з одного боку стику, доцільно приймати не менше двох і не більше трьох.

Далі перевіряють міцність з'єднання згідно з (161), (162), (168), (169). Якщо умова міцності не задовольняється, збільшують діаметр болтів. При значних запасах міцності зменшують кількість вертикальних рядів або збільшують кроки між болтами. Можна також зменшити діаметр. Але при цьому треба пам'ятати, що у межах одного стику всі болти мають бути одного діаметра.

ЛЕКЦІЯ 14

1. Ефективні конструкції балок

Основними напрямками розвитку конструкцій, зокрема металевих, є зменшення їх матеріаломісткості, трудомісткості та вартості. Розглянемо, яким чином вирішуються ці завдання у балкових конструкціях.

Зменшенню трудомісткості найбільш радикально сприяє запровадження та розширення прокатування великорозмірних профілів (у тому числі широкополочкових). Після прокатування отримуємо практично готову до застосування балку. Необхідно лише розрізати прокатний профіль на елементи потрібної довжини та прикріпити опорні і, при необхідності, проміжні ребра жорсткості. Такі балки є найдешевшими.

Запровадження сортаменту зварних двотаврових профілів з метою їх виготовлення на потокових лініях спеціалізованих за-

водів супроводжується значним зменшенням трудомісткості та вартості, оскільки створює передумови для широкої механізації та автоматизації технологічних процесів, масового використання високопродуктивних способів з'єднання на основі автоматичного зварювання.

Трудомісткість і вартість балок зменшуються при використанні однобічних зварних швів та односторонніх ребер жорсткості, широке застосування яких рекомендоване в останній редакції норм (СНиП II-23-81*). Запроваджуються у виробництво балки, у стінках яких проміжні ребра жорсткості виштампувані.

Для невеликих прольотів і навантажень високоефективними є балки з гнутих профілів (наприклад, прого-ни з гнутих швелерів), виробництво яких останнім часом інтенсивно зростає. Порівняно з прокатними елементами гнуті профілі потребують менше металу.

Зменшену металомісткість мають також балки з перфорованими стінками та балки, в яких використовують сталі підвищеної й високої міцності (бісталеві та попередньо напружені).

Застосування алюмінієвих сплавів суттєво зменшує масу конструкцій. Але при цьому висока вартість матеріалу негативно позначається на техніко-економічних показниках. Використовувати такі конструкції доцільно тоді, коли повністю реалізуються їх особливості: висока корозійна стійкість, немагнітність, відсутність іскор при ударах тощо.

Ефективно зменшити металомісткість конструкцій можна, замінивши дефіцитний метал більш доступним і недорогим матеріалом, наприклад, бетоном (сталезалізобетонні та сталелеб-тонні балки).

2. Бісталеві балки

З метою зменшення витрат матеріалу все ширше використовують сталі підвищеної міцності. Але оскільки ці сталі мають більшу вартість (у зв'язку із застосуванням легувальних компонентів і ускладненням технології виплавлення та прокатування), їх використання доцільне лише у найбільш напружених елементах перерізу. У балках такими елементами є полицки у середній частині прольоту – зоні дії найбільших згинальних моментів.

Менш напружені приопорні ділянки полочок і стінку виконують зі звичайної маловуглецевої сталі. Ці балки називають бістале-вими (рис. 73).

Особливістю роботи таких балок є те, що у зоні дії максимального згинального моменту матеріал стінки працює за межею текучості. Епюра нормальних напружень у перерізі складна (рис. 73, г). Напруження у полчках досягають більших значень, ніж у стінці, а текучість сталі стінки (через нижче значення межі текучості) спостерігається ще за пружної роботи матеріалу полочок. Беручи до уваги можливі несприятливі відхилення міцності сталей (рис. 73, б), вважають, що межі текучості матеріалів дорівнюють їх розрахунковим опорам і відповідно позначають для маловуглецевої сталі стінки $R_{y(w)}$, а для високоміцної частини полочок – $R_{y(f)}$.

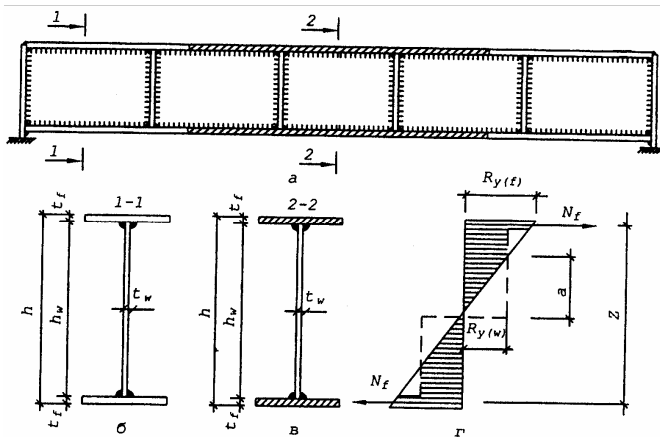


Рис. 73 – Бісталева балка (а); б – приопорний переріз з маловуглецевої сталі (заштриховано елементи зі сталі підвищеної міцності); в – переріз, полочки якого виконані зі сталі підвищеної міцності чи високоміцної; г – епюра напружень у бісталевому перерізі

Несучу здатність такого перерізу можна записати як суму згинальних моментів, які сприймаються полчками M_f та стінкою M_w :

$$M = M_f + M_w. \quad (170)$$

Згинальний момент M_f дорівнює рівнодійної напружень у кожній з полицок – $A_f \cdot R_{y(f)}$ на плече прикладення цих рівнодійних z :

$$M_f = A_f \cdot R_{y(f)} \cdot z. \quad (171)$$

Аналогічно знаходять згинальний момент, який сприймається стінкою. Попередньо доповнимо кожну з трапецієподібних епюр напружень у стінці до прямокутної. Згинальний момент, що відповідатиме такій прямокутній епюрі:

$$\begin{aligned} M_{w1} &= 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot A_w \right) \cdot R_{y(w)} \cdot z_{w1} = \\ &= h_w \cdot t_w \cdot R_{y(w)} \cdot \frac{h_w}{4} = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)}. \end{aligned} \quad (172)$$

де добуток $\frac{1}{2} \cdot A_w \cdot R_{y(w)}$ – рівнодійна напружень у половині стінки; $z_{w1} = \frac{h_w}{4}$ – плече прикладення цієї рівнодійної відносно нейтральної осі; $A_w = h_w \cdot t_w$ – площа стінки.

Добудованим трикутним частинам епюри висотою а відповідатиме згинальний момент:

$$M_a = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot a \cdot t_w \cdot R_{y(w)} \cdot \frac{1}{3} a = \frac{t_w a^2}{3} R_{y(w)}, \quad (173)$$

де $\frac{1}{2} \cdot a \cdot t_w \cdot R_{y(w)}$ – рівнодійна уявної добудованої частини епюри напружень; $\frac{1}{3} a$ – плече прикладення цієї рівнодійної відносно нейтральної осі. Таким чином, згинальний момент, що відповідає фактичній трапецієподібній епюрі напружень у стінці:

$$M_w = M_{w1} - M_a = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} - \frac{t_w a^2}{3} R_{yw}. \quad (174)$$

Розглянувши два подібних трикутники епюри висотою $\frac{h_w}{2}$ і a , запишемо:

$$\frac{a}{R_{y(w)}} = \frac{h_w}{R_{y(f)}}. \quad (175)$$

Звідси

$$a = \frac{h_w}{2} \cdot \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}}. \quad (176)$$

Підставляємо в (5.97)

$$M_w = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} - \frac{t_w}{3} \cdot \frac{h_w^2}{4} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \cdot R_{y(w)}. \quad (177)$$

Виділивши момент опору стінки $W_w = \frac{t_w h_w^2}{6}$, що відповідає пружним деформаціям, та винісши за дужки $R_{y(w)}$, маємо

$$\begin{aligned} M_w &= \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} \left[\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] = \\ &= W_w \frac{3}{2} R_{y(w)} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right]. \end{aligned} \quad (178)$$

Підставляючи в (170) значення M_f та M_w , одержуємо

$$\begin{aligned} M &= A_f \cdot R_{y(f)} \cdot z + W_w \frac{3}{2} R_{y(w)} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] = \\ &= R_{y(f)} \left\{ A_f \cdot z + W_w \frac{3}{2} \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] \right\}. \end{aligned} \quad (179)$$

Прийнявши

$$m = \frac{3}{2} \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right], \quad (180)$$

де m – коефіцієнт, який враховує наявність пластичних деформацій у матеріалі стінки. Підставивши m в (179), отримаємо

$$M = R_{y(f)} (A_f \cdot z + m \cdot W_w), \quad (181)$$

або в загальноприйнятій формі запису:

$$M = R_{y(f)} \cdot W_{ef} \cdot \quad (182)$$

Тут $W_{ef} = (A_f \cdot z + m \cdot W_w)$ – пружно-пластичний момент опору перерізу.

Таким чином, економія матеріалу досягається не тільки за рахунок застосування у полицках сталі підвищеної міцності, але й повнішого використання міцності сталі стінки.

3. Попередньо напружені балки

Попереднє напруження є одним з найефективніших способів зниження матеріаломісткості балок. При цьому часто знижується і вартість. Найчастіше економія металу становить 10...20%, вартість знижується на 5... 12%. Напружені балки мають підвищену жорсткість, що дає змогу суттєво зменшити їхню висоту і відповідно об'єм будівлі.

Зазначеної ефективності найчастіше досягають шляхом:

1) створення у перерізі балки напруженого стану, протилежного за знаком стану від зовнішнього навантаження. Таким чином, при завантаженні у балці спочатку компенсуються зусилля від попереднього напруження і лише після цього вона працює як звичайна. Це подовжує ділянку її пружної роботи;

2) використання високоміцних сталей у вигляді зтяжок з пучків, тросів, канатів. Правильно дібране значення попереднього натягу зтяжок також дає змогу зменшити прогин балки, тобто підвищити її жорсткість.

Методи попереднього напруження балок. 1. Вигин частин перерізу балки у напрямку, протилежному її прогину від зовнішнього навантаження, з подальшим з'єднанням цих частин в один переріз (рис. 74).

Після попереднього вигину і зварювання замикального шва частини балки залишаються деформованими, а в їхніх перерізах діють взаємно зрівноважені залишкові напруження, епюри яких зображені на рис. 74, в. Накладаючи на цей залишковий деформований стан напруження від зовнішнього навантаження (рис. 74, г), отримуємо у перерізах такий розподіл напружень,

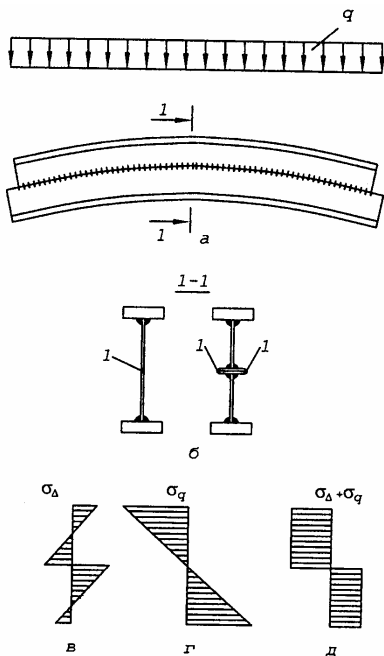


Рис. 74 – Напруження балки попереднім вигином частин перерізу:

- а – схема напруження;
- б – найпоширеніші перерізи;
- і, г, а – епюри напружень відповідно від попереднього вигину, зовнішнього навантаження та сумарна; 1 – замикальний шов

який відповідає шарніру пластичності (рис. 74,б). Тобто міцність матеріалу всього перерізу використовується повністю, без його пластичного деформування, яке супроводжується надмірними прогинами. Таким чином вдається не лише зекономити матеріал, а й підвищити жорсткість перерізу.

2. Метод попереднього напруження переміщенням опор найчастіше використовують у нерозрізних конструкціях мостів. Переміщують опори (на рис. 75 опускають крайні) таким чином, щоб у зонах дії максимальних згинальних моментів від зовнішнього навантаження створити протилежні за знаком зусилля. При додаванні згинальних моментів від зовнішнього навантаження (рис. 75, а) і від переміщення опор (рис. 75, б) відбувається вирівнювання значень згиналь-

ного моменту по довжині балки (рис. 75, в), що спрощує конструювання і дає змогу зменшити висоту перерізу.

3. Високоміцні затяжки встановлюють у зонах, де діють найбільші напруження (рис. 76, а). Нижній пояс проектують значно меншим від верхнього, оскільки його частково замінює затяжка (рис. 76, б). При натягу затяжки зусиллям N_0 на балку діє згинальний момент $M = N_0 \cdot e$, який зумовлює у перерізах балки нормальні напруження (рис. 76, в), протилежні напруженням від зовнішнього навантаження. Таким чином, досягають не

лише розвантаження балки, а й зменшення нормальних напружень у її

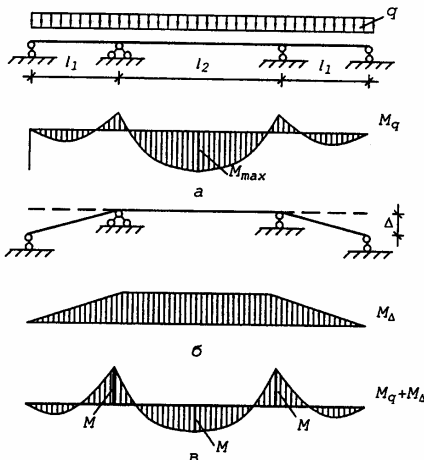


Рис. 75 – Напруження балки переміщенням опор:

- а – розрахункова схема балки та епюра згинальних моментів від зовнішнього навантаження;
б – схема переміщення опор та епюра згинальних моментів, зумовлених переміщеннями;
в – сумарна епюра

перерізах. Балка має зайвий зв'язок (затяжку) і тому є статично невизначеною. Розраховуючи таку балку, доцільно за невідоме приймати зусилля у затяжці. При обчисленні прогинів враховують вигин балки від попереднього натягу затяжки.

У багатопролітних нерозрізних балках, враховуючи, що поблизу опор діють також значні згинальні моменти, затяжки встановлюють не тільки у прольотах, але й над опорами відповідно до характеру епюри згинальних моментів.

4. Балки з алюмінієвих сплавів

Передумовою ефективного використання алюмінієвих сплавів є зменшення маси конструкцій та витрат, зумовлених транспортуванням і монтажем, їм властива майже утричі нижча щільність порівняно зі сталлю. Водночас для цих сплавів характерний значно нижчий (майже утричі) модуль пружності. Як наслідок балки з алюмінієвих сплавів більше деформуються. Втрата стійкості як загальної (всієї балки), так і місцевої (окремих елементів перерізу) відбувається також при нижчих рівнях напружень.

Сортамент пресованих профілів з алюмінієвих сплавів має обмежену висоту (найчастіше до 400 мм). Тому доводиться раніше переходити на складені перерізи. Водночас алюмінієві

сплави обробляються значно легше, ніж сталь, що спрощує виготовлення балок.

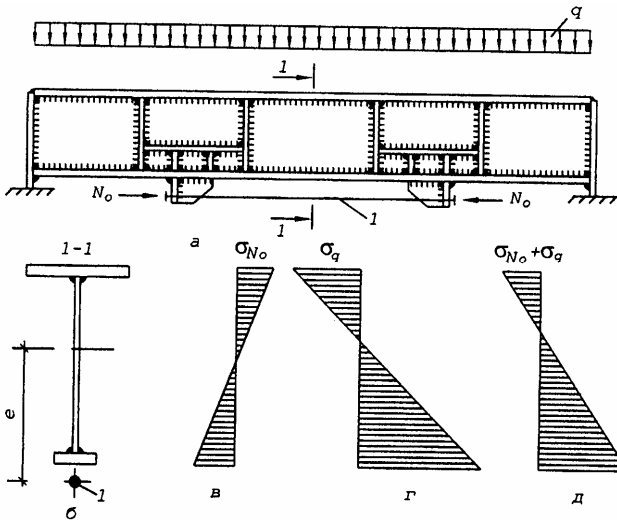


Рис. 76 – Балка з попередньо напруженою затяжкою:

а – схема балки; б – переріз 1-1; в, г, д – епюри напружень відповідно від натягу затяжки, зовнішнього навантаження та сумарна; і – затяжка

Окремі елементи перерізу з'єднують між собою шляхом зварювання, а також болтами і заклепками. Зварювання алюмінієвих сплавів потребує менших енерговитрат, що пояснюється нижчою температурою плавлення. Але не всі сплави можуть бути зварені. Добре зварюються такі сплави, як алюмінієво-магнієві, алюмінієво-марганцеві, високоміцні марок В, 1915 та інші. Сплав 1915 має також здатність гартуватися після зварювання при охолодженні на повітрі, що забезпечує високу міцність зварних з'єднань без додаткової термообробки.

Сплави, які не зварюються, з'єднують за допомогою болтів і заклепок, виготовлених також з алюмінієвих сплавів. Використовують і сталеві болти. Але вони обов'язково мають бути захищені від корозії (наприклад, цинкуванням), оскільки у місці контакту залізо-алюміній спостерігається інтенсивна електрохімічна корозія.

Мінімальну та оптимальну висоту визначають так, як для сталевих балок. Тільки у (100) приймають значення коефіцієнта

$k \approx 1,6$, а товщину стінки збільшують на 1...12 мм порівняно зі значеннями, отриманими за формулою (101). Методика перевірки міцності, стійкості та деформацій подібна прийнятій для сталевих балок.

Як ми зазначали, алюмінієві сплави мають високу вартість та енергомісткість. Водночас величезні запаси алюмінію у природі порівняно з залізом визначають перспективність його використання.

ЛЕКЦІЯ 15

1. Центрово-стиснені колони та стояки

1. Колони, як і балки, - найбільш поширені конструкції. Вони призначені для підтримання елементів робочих майданчиків, перекрить, покрівель, трубопроводів, естакад, шляхопроводів тощо. Навантаженням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них спираються. Далі ці зусилля найчастіше передаються на фундаменти або, в окремих випадках, на нижче розміщені конструкції.

Колона складається з трьох елементів:

оголовника – конструктивного елемента, на який безпосередньо передаються опорні реакції конструкцій, що спираються на колону;

бази – елемента, який передає зусилля колони на бетон фундаменту;

стержня – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовника на базу.

Матеріалом металевих колон найчастіше є сталь. У минулому були поширені чавунні колони. Але маса таких колон велика. Окрім цього, з'єднання чавунних колон з іншими конструкціями складне. Алюмінієві сплави застосовують рідко через високу вартість матеріалу і низьку загальну та місцеву стійкість. За конструкцією колони можуть бути суцільного перерізу та наскрізні.

2. Суцільні колони

Найдешевшими є колони з прокатних широко-полічкових двотаврів (рис. 77, а), ширина перерізу яких наближена до висоти. Звичайні двотаври невідгідні, тому що мала ширина перерізу спричинює їх низьку стійкість у площині, паралельній полічкам.

При великих навантаженнях (5000 кН і більше) доцільні складені суцільні перерізи. Найпростіші й економічніші зварні двотаври (рис. 77, б), які виготовляють на потокових висококомеханізованих та автоматизованих лініях.

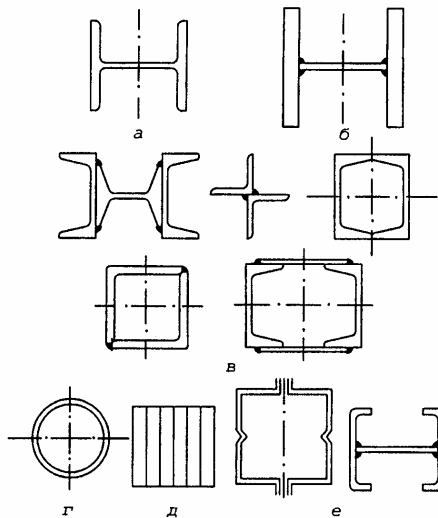


Рис. 77 – Поширені типи перерізів суцільних колон

Менш економічно вигідними за витратами металу, але простішими у виготовленні (особливо в умовах будівельного майданчика) є колони з прокатних профілів (рис. 77, в). Але через обмеженість сортаменту вони мають відносно невелику несучу здатність. З прокатних профілів можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені перерізи. Колони замкнутого перерізу мають кращий зовнішній вигляд і близьку чи рівну загальну стійкість у всіх напрямках. Але їхні внутрішні поверхні недоступні для огляду і захисту від корозії. Тому при підвищеній агресивності зовнішнього середовища внутрішній об'єм таких колон

треба герметизувати, що найпростіше виконати у колонах з труб (рис. 77, г), але приєднання до них інших конструкцій є складним.

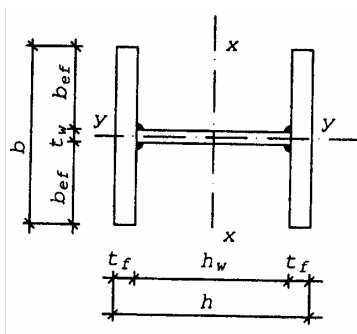


Рис. 78 – Розрахунковий переріз двотаврової колони

При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах і розмірах перерізу (наприклад, колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні прямокутні перерізи, набрані з окремих листів, зварених між собою (рис. 77, д).

Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів (рис. 77, е).

Добираючи суцільний переріз колони, завантаженої осовою силою N , у першу чергу визначають потрібну площу:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} . \quad (183)$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згину φ попередньо задаються гнучкістю λ . Як свідчить досвід проектування, у першому наближенні доцільно приймати $\lambda = 50 \dots 100$ (що більше навантаження, то меншу гнучкість обирають).

Крім площі, обчислюють також потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda} ; \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda} , \quad (184)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – розрахункові довжини колони у площинах, перпендикулярних до осей x і y .

Значення l_{ef} обчислюють за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y, \quad (185)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – геометричні довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриття, покрівлі або між зв'язками у відповідних площинах; μ_x, μ_y – коефіцієнти зведення довжини, які приймають залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах.

Найчастіше колону приймають защемленою у фундаменті та шарнірно з'єднаною з конструкціями перекриття. При шарнірному кріпленні обох кінців передбачають зв'язки, які забезпечували б незмінність положення колони.

Знаючи потрібні значення площі та радіусів інерції перерізу, за сортаментом знаходять номер прокатного широкополічного двотавра чи іншого профілю. Коли ж наявні у сортаменті профілі недостатні, переходять до складених перерізів. При цьому додатково обчислюють найменші значення генеральних розмірів перерізу (рис. 78):

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; \quad b = \frac{i_y}{\alpha_2}, \quad (186)$$

де коефіцієнти α_1 і α_2 відображають залежність між радіусами інерції та відповідними йому генеральними розмірами перерізу.

Значення коефіцієнтів α_1 і α_2 кожного з видів перерізу змінюються у відносно вузьких межах. Так, для найпоширенішого двотаврового перерізу можна приймати $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$; для труб $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,35$. Для інших профілів ці коефіцієнти приймають згідно з довідковою літературою.

За отриманими величинами A , b і h komponують переріз. Для складеного двотаврового та подібних до нього перерізів з міркувань забезпечення технологічності з'єднань приймають $h = b$ за більшою з величин.

Розміри окремих елементів перерізу b_{ef}, t_f, h_w, t_w (рис. 78) остаточно приймають згідно з сортаментом такими, щоб забезпечити вимоги щодо місцевої стійкості. При $\bar{\lambda} = (0,8...4)$

для полицки

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} ; \quad (187)$$

для стінки

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} , \quad (188)$$

але

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,9 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} , \quad (189)$$

де $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – зведена гнучкість; інші позначки згідно з

рис. 78. При інших значеннях $\bar{\lambda}$ див. нормативні документи (СНиП II-23-81*). Компонуючи переріз, доцільно основну масу металу зосереджувати у полицках. Це поліпшує загальну стійкість колони.

Запроектувавши переріз, перевіряють його з урахуванням фактичних геометричних характеристик A , i_x , i_y та гнучкостей λ_x , λ_y .

Перевірка загальної стійкості описується формулою

$$\frac{N}{A} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c , \quad (190)$$

де φ менше зі значень φ_x чи φ_y , отриманих відповідно за λ_x чи λ_y .

За наявності у перерізі значних ослаблень перевіряють також міцність колони:

$$\frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c . \quad (191)$$

Коли ж умови не задовольняються, переріз збільшують. Доцільно збільшувати генеральні розміри перерізу. Порівняно з нарощуванням товщини полицок і стінки при незмінних основних розмірах це сприяє економії металу.

Значні запаси стійкості (190) та міцності (191) свідчать про перевитрати металу і потребу зменшити переріз. Будь-яка зміна

перерізу повинна завершуватися перевіркою його міцності та стійкості.

Розміри поясних швів приймають конструктивно найменшими з умови зварюваності. У колоні, яка працює на центральний стиск, усі частини перерізу напружені рівномірно і зусилля зсуву між окремими частинами перерізу відсутні. Невеликі зусилля зсуву з'являються при випадкових ексцентриситетах прикладення осьової сили, деякій непрямолінійності осі колони, незначних поперечних навантаженнях. Саме тому поясні шви і приймають якнайменшими.

Рекомендуються односторонні шви. Лише у місцях приєднання балок, розпірок та інших елементів у зоні передачі зусиль передбачають двосторонні шви, які виступають за контур прикріпленого елемента на $30k_f$ з обох боків.

Гнучкі стінки $\frac{h_w}{t_w} > 2,2$ необхідно підкріплювати попере-

чними ребрами, розміщеними на відстані, не меншій за $2,5h$ одне від одного. В усіх випадках незалежно від гнучкості стінки в третинах висоти колони чи її окремого відправного елемента конструктивно встановлюють ребра, що підвищують жорсткість колони проти випадкового скручування під час виготовлення, транспортування чи монтажу.

При використанні тонких широких полицок доцільно робити відгини, які є поздовжніми ребрами жорсткості і забезпечують місцеву стійкість полицок (див. рис. 77, є).

3. Наскрізнi колони

3. Стержень наскрізної колони складається з окремих гілок, з'єднаних між собою за допомогою планок чи решіток (рис. 79). Використовують такі колони при відносно невеликих навантаженнях (до 5000...6000 кН) і значній висоті, коли вимоги до жорсткості високі. Порівняно з суцільними вони вимагають більших витрат праці на виготовлення.

Прозір між вітками приймають, виходячи з умови стійкості, але не меншим за 100...150 мм, щоб забезпечити вільний доступ

до внутрішніх поверхонь для їхнього очищення і нанесення антикорозійних захисних покриттів.

Спільна робота окремих гілок перерізу забезпечується решітками чи планками. Схему ґраток найчастіше приймають трикутною чи трикутною з проміжними стояками. Широко використовують і безрозкісне рішення у вигляді планок. З'єднання з допомогою решіток має більшу жорсткість, але трудомісткіше у виконанні. Безрозкісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше. Воно найчастіше використовується у відносно невеликих колонах із зусиллями до 2000...3000 кН і незначною висотою. Розкісні решітки стають вигіднішими при великих відстанях між вітками колони $b \geq 800...1000$ мм (див. рис. 79), коли планки дуже громіздкі.

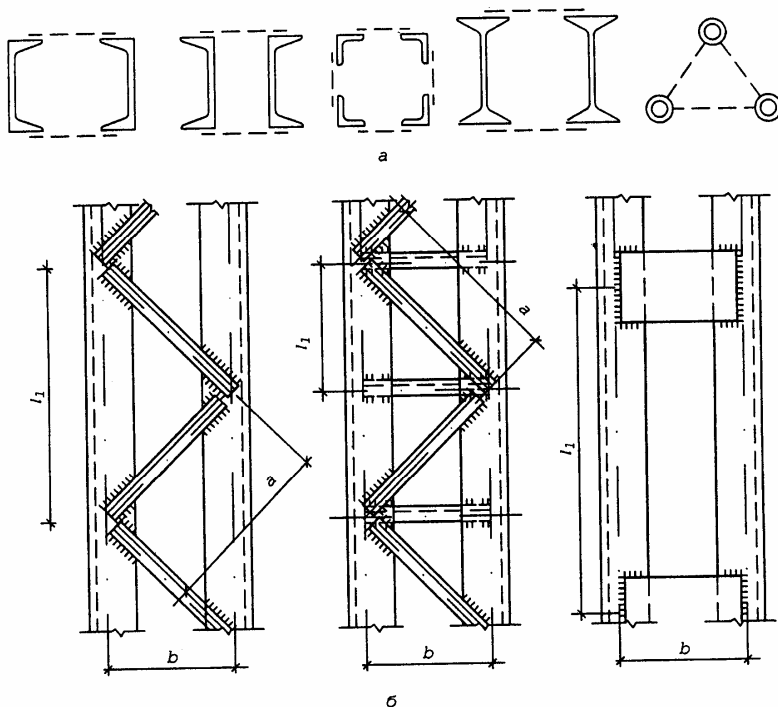


Рис. 79 – Найпоширеніші види стержнів наскрізних колон:
а –поперечні перерізи; б – види збоку

Для підвищення жорсткості колон на скручування від випадкових дій і впливів при виготовленні та під час монтажу і збереження незмінності контуру у наскрізних колонах передбачають діафрагми через 3...4 м по висоті.

Відносно матеріальної осі $x-x$ переріз розглядають як суцільний. На гнучкість стержня перпендикулярно до вільної осі $y-y$ значно впливає деформативність з'єднувальних елементів – планок чи решіток. Добір перерізу наскрізної колони починають з умови забезпечення стійкості відносно матеріальної осі. Виконують його аналогічно суцільним перерізам з використанням формул (183) – (191).

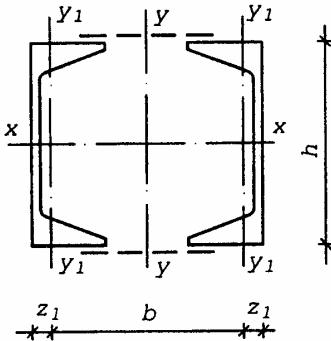


Рис. 80 – Розрахунковий переріз наскрізної колони

Користуючись, як і у випадку суцільної колони, коефіцієнтом зв'язку між шириною та радіусом інерції перерізу α_2 , запишемо

$$b = \frac{i_y}{\alpha_2}, \quad (193)$$

де $\alpha_2 = 0,44$ для перерізу, зображеного на рис. 80. Для інших типів перерізу значення α_2 приймають згідно з довідковою літературою (наприклад, для перерізу зі швелерів, але поличками назовні (див. рис. 79) це значення становить $\alpha_2 = 0,6$).

Перевірку стійкості наскрізних колон відносно вільної осі виконують за умовною зведеною гнучкістю:

Відстань між гілками визначають, виходячи з умови рівної стійкості стержня колони відносно обох осей (рис. 80). Приймавши в першому наближенні $\lambda_y = \lambda_x$ і знаючи λ_x , можемо обчислити потрібне значення радіуса інерції перерізу відносно осі y :

$$i_x = \frac{\lambda_y}{l_{ef,y}}. \quad (192)$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (194)$$

де λ_{ef} – зведена гнучкість наскрізного перерізу.

У стержнів з перерізом, що розглядається (рис. 80), значення зведеної гнучкості обчислюють:

для колон з решітками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}; \quad (195)$$

для колон з планками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)} \quad \text{при } n > 0,2, \quad (196)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad \text{при } n \leq 0,2, \quad (197)$$

де λ_y – гнучкість усього стержня відносно осі у-у, обчислена, як

для суцільного перерізу; $\alpha = 10 \cdot \frac{a^3}{b^2 \cdot l_1}$ – коефіцієнт, що враховує

кут розміщення розкосів (див. рис. 79, б); A – площа перерізу

всього стержня; A_{d1} – площа перерізу одного розкосу; $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{y1}}$ –

гнучкість окремої вітки на довжині l_1 відносно осі $y_1 - y_1$ (див.

рис. 80); i_{y1} – радіус інерції перерізу вітки відносно осі $y_1 - y_1$;

$n = \frac{I_b \cdot b}{I_s \cdot l_1}$ – коефіцієнт, який враховує співвідношення між по-

гонною жорсткістю окремої вітки $\frac{I_{b1}}{l_1}$ та планки $\frac{I_s}{b}$; I_{b1} – мо-

мент інерції перерізу гілки відносно осі $y_1 - y_1$, I_s – момент інерції перерізу однієї планки відносно центральної горизонтальної осі. Гнучкість інших типів перерізів обчислюють за рекомендаціями нормативних документів.

Для забезпечення стійкості окремої вітки треба, щоб її гнучкість λ_1 не перевищувала гнучкості всього стержня. Найчастіше приймають

$$\lambda_1 \leq 40. \quad (198)$$

За величиною λ_1 приймають крок вузлів решіток чи планок.

Оскільки поперечна сила у центрально-стисненій колоні відсутня, то ґратки і планки розраховують на дію умовної поперечної сили:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (199)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину стержня колони складеного перерізу в площині планок чи ґраток.

Умовна поперечна сила враховує випадкові силові впливи, які виникають під час виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації колони, а також випадкові ексцентриситети прикладення осьової сили та криволінійності осі колони. Значення Q_{fic} розподіляють порівну між планками чи решітками кожної грані (у прикладі на рис. 80 таких граней дві).

Звідси зусилля, що діє в одній системі планок або ґраток:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}. \quad (200)$$

Далі можна обчислити зусилля у розкосі решіток (рис. 81):

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \alpha} = \frac{Q_{fic}}{2 \sin \alpha}. \quad (201)$$

Потрібна площа розкосу

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (202)$$

де φ обчислюють при граничному значенні гнучкості розкосу $\lambda_d = 150$.

Коефіцієнт умов роботи відповідно до рекомендацій норм приймають $\gamma_c = 0,75$, як для кутників, що закріплені однією полочкою. Найменший потрібний радіус інерції перерізу відносно осі $y_0 - y_0$ (рис. 81, б) при тій же гнучкості:

$$i_{y_0} = \frac{a}{\lambda_d}. \quad (203)$$

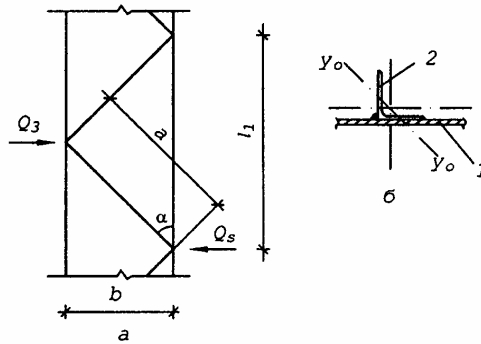


Рис. 81 – Розрахункові схеми наскрізних колон:
а – схема до обчислення зусиль у ґратках; б – вузол кріплення кутника ґраток (2) до вітки колони (1)

Орієнтуючись на отримані величини A_d та i_d , згідно з сортаментом вибирають потрібний номер кутника. Шви кріплення кутників ґраток розраховують на зусилля N_d . При рівносторонніх кутниках можна прийняти, що через шов вздовж обушка кутника передається $\frac{2}{3}N_d$, а вздовж пера – $\frac{1}{3}N_d$. Катети та довжини швів повинні задовольняти вимоги зварюваності.

У наскрізних колонах на планках ширину планок встановлюють, виходячи з умови забезпечення жорсткості з'єднання. Рекомендується приймати

$$d_s = (0,5 \dots 0,7) \cdot b. \quad (204)$$

Розрахункова схема такої колони – це багатоповерхова рама зі стержнями, защемленими у вузлах. Стояками є вітки колони, а ригелями – планки (рис. 82).

З умови рівноваги вузла такої рами

$$\frac{Q_s \cdot l_1}{2} = \frac{F_s \cdot b}{2}. \quad (205)$$

Звідси перерізувальна сила і згинальний момент у планці:

$$F_s = Q_s \cdot \frac{l_1}{b}; \quad (206)$$

$$M_s = F_s \cdot \frac{b}{2} = Q_s \cdot \frac{l_1}{2}. \quad (207)$$

Товщину планок приймають у межах $t_s = (1/10 \dots 1/15) d_s$ і переважно не меншою ніж 6 мм, чим забезпечується їх стійкість. Міцність перерізу планки перевіряють на дію зусиль F_s та M_s . На ці ж зусилля розраховують і шви кріплення планок.

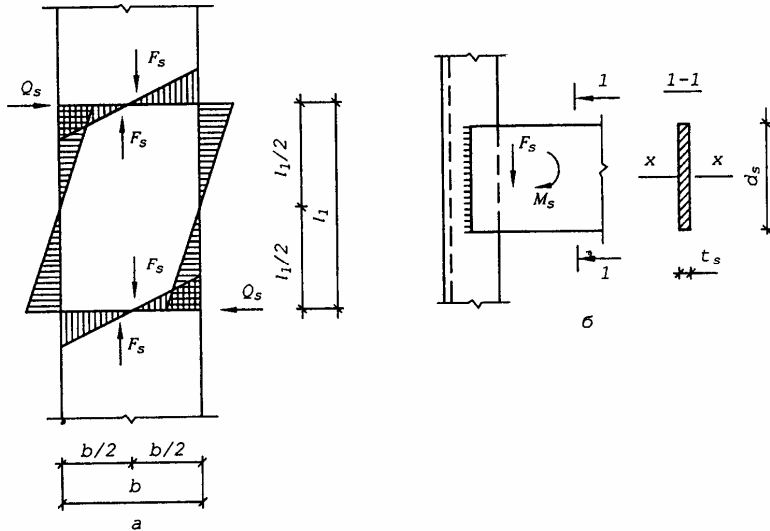


Рис. 82 – Розрахункові схеми наскрізної колони на планках: а – схеми до обчислення зусиль у планках; б – вузол кріплення планки до вітки колони

Стійкість стержня наскрізної колони відносно вільної осі перевіряють, використовуючи ту ж формулу (190), що й для суцільного перерізу. Але коефіцієнт поздовжнього згину приймають за зведеною гнучкістю A_{ef} , яка враховує податливість з'єднання ґратками чи планками і фактичні геометричні характеристики прийнятих перерізів.

ЛЕКЦІЯ 16

1. Вузли колон

Основними вузлами колон є оголовки та бази.

Оголовок колони складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикальних ребер (через них на стержні колони передаються опорні реакції розміщених вище конструкцій) та горизонтальних ребер чи діафрагм, що разом з вертикальними ребрами забезпечують місцеву стійкість елементів перерізу колони у місці прикладення зосереджених навантажень (рис. 83).

Висоту оголовника приймають з міркувань забезпечення жорсткості вузла $h = (0,5...0,7)b$, де b – більший з основних розмірів перерізу колони.

Міцність вертикальних ребер та зварних швів, їх кріплення до колони перевіряють за сумою опорних реакцій конструкцій, які спираються на оголовок. Горизонтальні ребра й діафрагми конструюють, як проміжні ребра жорсткості. Товщину опорної плити приймають конструктивно 16...30 мм.

Товщина вертикального ребра з умови міцності становить

$$t_s \geq \frac{F}{l_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (207)$$

де F – сумарна опорна реакція конструкцій, що спираються на оголовок; $l_{ef} = b_b + 2t - a$ – розрахункова ширина прикладення сили F ; b_b – ширина опорного ребра балки; t – товщина опорної плити; a – сумарна ширина вирізу ребра (для конструкцій рис. 83, б виріз відсутній $a = 0$).

Окрім цього, перевіряють міцність вертикальних ребер і стінки колони на зріз у площинах, що прилягають до швів їх взаємного кріплення:

$$\frac{F}{n \cdot t \cdot h} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (208)$$

де n – кількість площин зрізу: для ребер $n = 2$, для стінки суцільної колони (рис. 83, а) також $n = 2$, а для стінок наскрізної колони (рис. 5.30, б) $n = 4$.

Шви кріплення ребер до стінок колон розраховують як кутові флангові на дію зусилля E . В обох конструкціях, зображених на рис. 83, це зусилля сприймається чотирма швами.

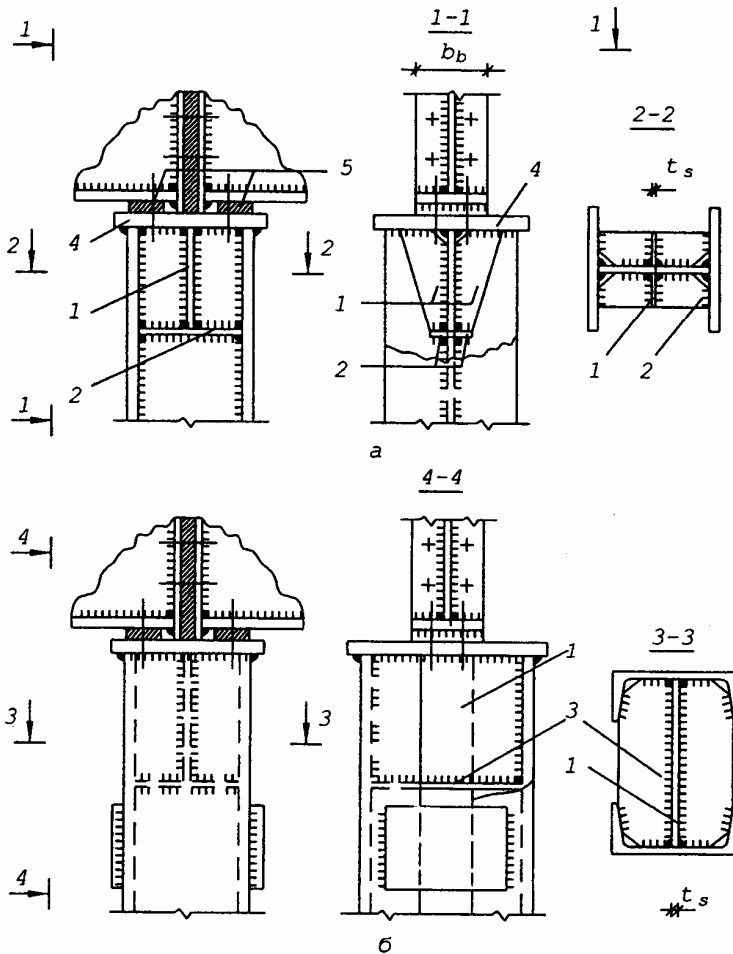


Рис. 83 – Найпоширеніші конструкції оголовників суцільної (а) та наскрізної (б) колон: 1 – вертикальні ребра; 2 – горизонтальні ребра; 3 – діафрагма; 4 – опорний лист; 5 – прокладка

Верхню грань ребер доцільно фрезерувати чи стругати. Цим забезпечується щільний контакт ребер з опорною плитою і передача зусилля саме через контактну поверхню, а зварні шви приймають конструктивно. В іншому випадку шви, що з'єднують ребро з опорною плитою, розраховують на дію цього зусилля як кутові лобові, прийнявши їх розрахункову довжину $l_w - l_{ef}$. В обох випадках (рис. 83) з'єднання виконано двома швами.

Конструкції опорних столиків для приєднання балок до колон збоку зображені на рис. 84. Найчастіше опорним столиком служить торець товстого листа $t = 30...40$ мм, привареного до колони. Поверхню цього торця вирівнюють механічною обробкою (фрезерують чи простругують). Висота столика H визначається довжиною швів, необхідних для передачі зусилля, прикладеного до опорного столика.

Місцеву стійкість стінки у вузлі забезпечують ребрами жорсткості (рис. 84, а) чи діафрагмою (рис. 84, б), встановленими у місці прикладення опорної реакції. Конструювання ребер жорсткості (їх розміри) та діафрагми здійснюють, як це зазначалося вище.

Найпоширеніші конструкції баз колон зображені на рис. 85-87. Найчастіше використовують бази з траверсами (рис. 85, 86), де траверси є допоміжними елементами, які сприяють рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

Розраховуючи базу, в першу чергу визначають потрібну площу опорної плити. Виходячи з умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою,

$$A = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_b \cdot \alpha}, \quad (209)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону фундаменту; γ_b, α – коефіцієнти згідно з п. 3.39 СНиП П.03.01-84 «Бетонні і залізобетонні конструкції». Далі визначають ширину плити:

$$B = b + 2 \cdot (t_s + c), \quad (210)$$

де b, t_s, c – умовні позначення згідно з рис. 85, 86.

У першому наближенні приймають товщину траверси $t_s = 8... 16$ мм. Величину консольного звису опорної плити призначають $c = 50... 120$ мм, виходячи з умови зварюваності (менше значення) і забезпечення її міцності при товщині $i < 40$ мм та зручності встановлення анкерних болтів (більші значення).

Остаточну ширину плити B приймають кратною 50 мм.

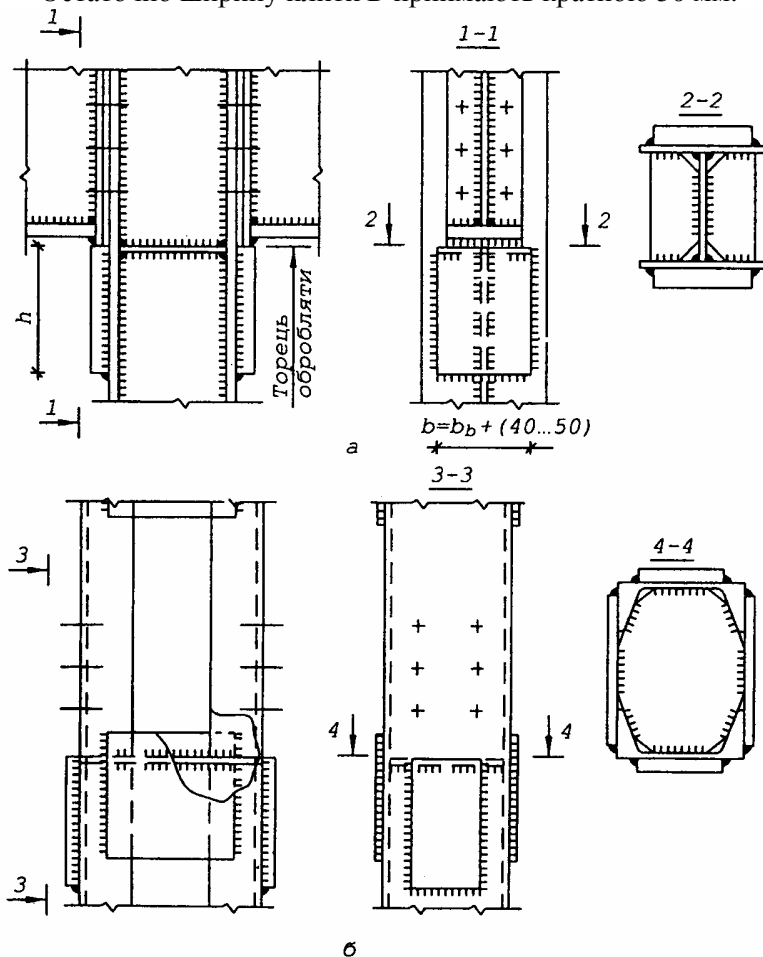


Рис. 84 – **Вузли колон для спирання балок:** у суцільний колонах (а); у наскрізних колонах (б) (балки умовно не показані)

Знаючи потрібну площу A і ширину B , обчислюють довжину плити:

$$L = \frac{A}{B}. \quad (220)$$

Розмір L також заокруглюють, приймаючи кратним 50 мм і таким, щоб дотримувалася умова $a \geq 50$ мм.

Напруження стиску в бетоні фундаменту σ_b під підшовною опірною плитою вважають розподіленим рівномірно:

$$\sigma_b = \frac{N}{B \cdot L} \leq R_b \cdot \gamma_b \cdot \alpha. \quad (221)$$

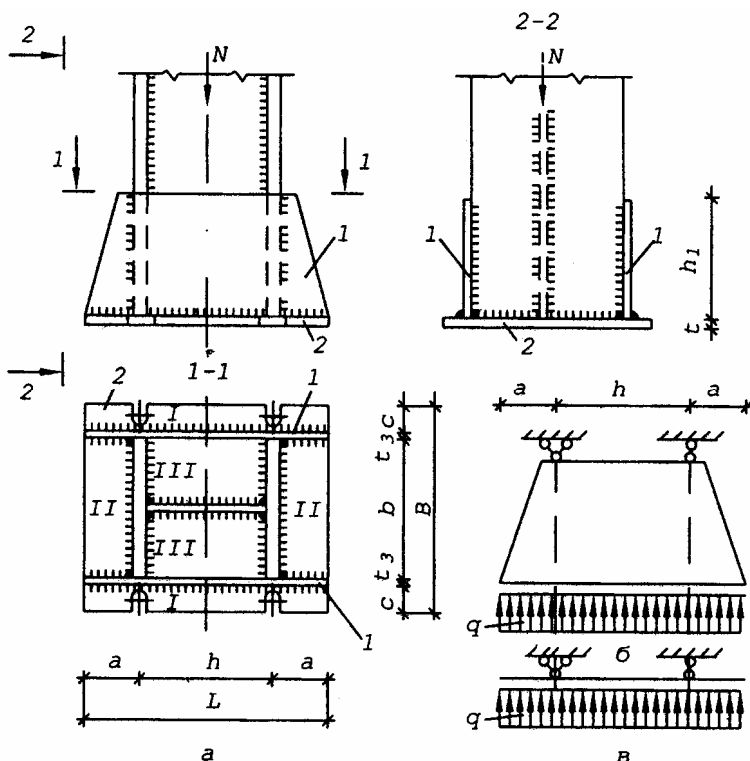


Рис. 85 – База суцільної колони:

а – загальний вигляд; б – схема навантаження траверси; в – розрахункова схема траверси; 2 – опорна плита

Власне опорна плита під діє цих напружень працює на згин. Розглядаючи опорну плиту як пластину, сперту на траверси, полицки та стінки колони, можна виділити три характерні ділянки (рис. 85, 86):

I – консольна, защемлена у місці спирання на траверсу;

II – сперта і відповідно защемлена з трьох сторін;

III – защемлена по контуру.

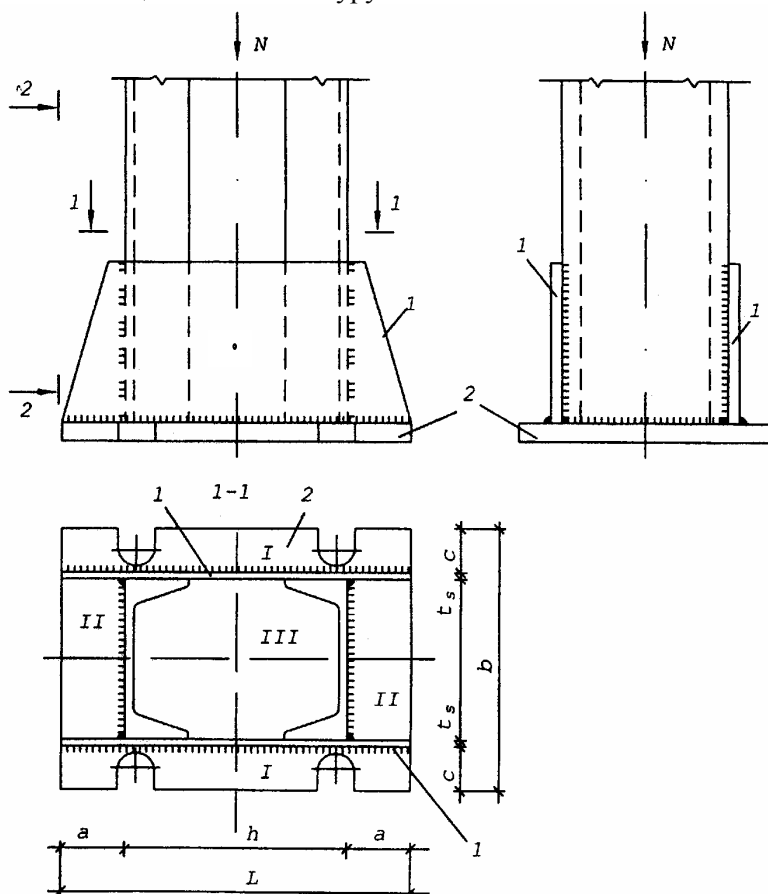


Рис. 86 – База наскрізної колони:

1 – траверси; 2 – опорна плита

Згинальний момент для смужки одиничної ширини ($L = 1$) на ділянці I обчислюють як для консолі:

$$M_I = \frac{\sigma_b \cdot c^2}{2}. \quad (222)$$

У ділянках II і III від дії σ_b згинальні моменти виникають у площинах обох осей симетрії (відповідно M_x, M_y). Їх значення обчислюють за методиками теорії пружності. Спрощено допускається обчислювати значення найбільшого згинального моменту, використовуючи коефіцієнти α і β згідно з наведеними у табл. 5.3, 5.4 даними відповідно до співвідношення сторін b і a та h і $\frac{b-t_w}{2}$ (рис. 85) чи b і a та h і b (рис. 86) для ділянок, спертих на три сторони чи вздовж контура на чотири.

Найбільші значення згинальних моментів у опорній плиті для ділянки II, спертої на три сторони

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot b^2; \quad (223)$$

для ділянки III, спертої по контуру

$$M_3 = \beta \cdot \sigma_b \cdot s^2, \quad (224)$$

де s – розмір меншої сторони ділянки.

При співвідношенні сторін, що перевищують 2 чи менші за 0,5, розрахунок виконують, як для елемента з прольотом, що дорівнює меншій зі сторін і закріпленого уздовж довших. Так, ділянку II, сперту на три сторони, при співвідношенні $\frac{b}{a} < 0,5$ розглядають як балку з прольотом b , сперту на траверси:

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{b^2}{8}, \quad (225)$$

а при $\frac{b}{a} > 2$ як консоль прольотом a :

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{a^2}{2}. \quad (226)$$

Аналогічно ділянку III при $d > 2$ розраховують за формулою (225) як балку з прольотом, що дорівнює розмірові меншої

сторони. Невеликими згинальними моментами у напрямку меншої жорсткості (більшої сторони) нехтуємо.

Таблиця 6 – Значення коефіцієнта α для плити, спертої на три сторони

Кое- фіці- єнт	Відношення сторін $\frac{b}{a}$									
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	більше 2
α	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	1,126	0,132	0,133

Таблиця 7 – Значення коефіцієнта для плити, спертої по контуру

Кое- фіці- єнт	Відношення більшої сторони плити до меншої											
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	біль- ше 2
β	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

У подальшому розрахунку розглядаємо переріз одиничної смужки плити товщиною t і шириною, рівною одиниці. Момент опору поперечного перерізу цієї частини описується виразом

$$W = \frac{b \cdot t^2}{6},$$

де $b = 1$,
тобто

$$W = \frac{t^2}{6}, \quad (227)$$

За більшим зі згинальних моментів M_1 , M_2 чи M_3 обчислюємо потрібний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (228)$$

Привівнявши його (227), знаходимо найменшу товщину плити для даної конструкції бази:

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}. \quad (229)$$

За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...40 мм. Коли ж за розрахунком (229) отримують більші значення, то у конструкцію бази вносять зміни, вводячи в ділянках з найбільшими згинальними моментами додаткові ребра чи діафрагми, які зменшують розміри сторін цих ділянок, а отже, і згинальні моменти, що в них діють.

Траверсу наближено розглядають як балку, сперту в місцях кріплення полицок і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 85, б).

Навантаження на траверсу приймають рівномірно розподіленим:

$$g = \sigma_b \cdot \frac{B}{2}. \quad (230)$$

Найбільше значення згинального моменту в траверсі:

$$\text{на консольних ділянках} \quad M = g \cdot \frac{a^2}{2}; \quad (231)$$

$$\text{у прогоні} \quad M = \frac{gh^2}{8} - g \cdot \frac{a^2}{2}. \quad (232)$$

Перевірку міцності траверси виконують як елемента, що згинається

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (233)$$

де M_{\max} – більше зі значень згинальних моментів за (231) чи

(232); $W_s = \frac{t_s \cdot h^2}{6}$ – момент опору поперечного перерізу траверси. З міркувань забезпечення необхідної жорсткості вузла висоту траверси приймають $h_1 = (0,5...0,7) \cdot h$. Коли ж умова (233) не виконується, збільшують товщину t_s .

Завершують розрахунок бази обчисленням катетів, швів, які з'єднують стержень колони, траверси та опорну плиту. Для швів між стержнем колони і траверсою вважають, що осьова сила N у колоні передається через ці шви. Тобто для конструкцій, зображених на рис. 85, 86, через один шов передається зусилля $N_1 = 0,25 N$ (кількість швів – чотири).

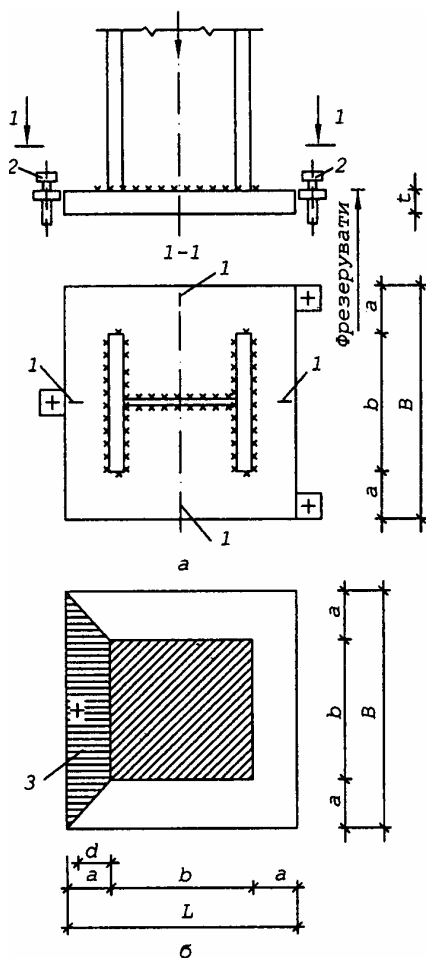


Рис. 87 – База колони з фрезерованием торцем:

а – конструкція бази; б – розрахункова схема опорної плити; 1 – риски;
2 – тимчасові болти для вивіряння плити; 3 – консольна ділянка

Розраховуючи шви приєднання опорної плити до траверс, вважають, що через одиницю довжини цих швів ($l_w = 1$) передається зусилля, що дорівнює навантаженню на траверсу g . В обох випадках шви проектують згідно з рекомендаціями глави 4 для кутових швів з обов'язковим дотриманням конструктивних вимог.

У великогабаритних колонах застосовують бази, де опорна плита приварюється до стержня під час монтажу (рис. 87). Цей захід значно спрощує монтажні роботи, оскільки в їх процесі вивіряють лише положення опорної плити. Колона займає проектне положення після встановлення на плиту, завдяки тому, що її торець профрезеровано строго перпендикулярно до поздовжньої осі. Верх плити також вирівнюють фрезеруванням чи струганням.

Щільний контакт між стержнем колони та опорною плитою забезпечує безпосередню передачу зусилля. Зварні шви лише фіксують ці частини колони. Умовно їх розраховують на зусилля, що становить 15% від повного. Опорну плиту найчастіше приймають квадратною. Як і в попередніх випадках, вона працює на згин. При цьому можна допустити наявність защемлення на контурі перерізу колони. Умовно виділивши трапецієподібну консольну ділянку (згідно з рис. 87, б), обчислюємо згинальний момент у защемленні цієї консолі:

$$M = N_s \cdot d, \quad (234)$$

де $N_s = \sigma_b \cdot a \cdot \frac{(b+B)}{2}$ – рівнодійна тиску бетону на ділянку 3 (рис. 87); d – відстань від місця защемлення до центра ваги ділянки. Знаючи, що цей згинальний момент діє на переріз плити шириною b і товщиною t у місці защемлення, записуємо умову міцності:

$$\frac{M}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (235)$$

де $W = b \frac{t^2}{6}$ – момент опору перерізу плити у місці защемлення.

Звідси товщина плити становить

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot R_y \gamma_c}}. \quad (236)$$

Зазначений розрахунок дає наближені результати. Точніші значення згинальних моментів отримують за методиками теорії пружності чи пластичності.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Артемьева И.Н. Алюминий в строительстве. – Л., 1985.
2. Беленя Е.И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. – М., 1975.
3. Брудка Я. Трубчатые стальные конструкции. – М., 1975.
4. Васильев В. А. Металлические конструкции. – М., 1976.
5. Ведеников Г.С, Беленя Е.В., Игнатева В.С. и др. Металлические конструкции. Общий курс: учеб. для вузов. – М., 1998.
6. Временная инструкция о составе и оформлении строительных чертежей зданий и сооружений. Конструкции металлические, чертежи КМ ГН 460-74. – М., 1978.
7. Дробязко Л.Н. Легкие конструкции сельскохозяйственных зданий. – К 1985.
8. Дыховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. – М., 1982.
9. ЕСКД. Общие правила выполнения чертежей. – М., 1979.
10. ЕСКД. Правила выполнения чертежей зданий. – М., 1978.
11. Жербин М.М., Владимирский В.О. Металлические конструкции. – К., 1986.
12. Каплун Я. А. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров. – М., 1979.
13. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: підр. для вузів. – Львів, 1994.
14. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним поперечным армированием. – К., 1984.
15. Клименко Ф.Є. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталебетонних конструкцій. – Львів, 2001.
16. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий: справочник проектировщика / под ред. И.И.Ищенко. – М., 1979.
17. Лессиг Е.И. Листовые металлические конструкции. – М., 1974.
18. Лихтарников Я.М. Технично-економічні основи проектування будівельних конструкцій. – К., 1980.
19. Лихтарников Я.М., Ладиженский Д.В., Климов В.М. Расчет стальных конструкций. – К, 1984.
20. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. – М., 1991.
21. Мельников Н.П. Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы развития. – М, 1983.

22. Металлические конструкции / под ред. Е.И.Беленя. – М, 1986.
23. Металлические конструкции. Специальный курс / под ред. Е.И. Беленя. – М., 1976.
24. Металлические конструкции: справочник проектировщика / под ред. Н. П. Мельникова. – М., 1980.
25. Михайлов А.М. Сварные конструкции. – М., 1983.
26. Муханов К.К. Металлические конструкции. – М., 1978.
27. Пермяков В.О., Трохимович В.В, Тарасенко В.Л. Металеві конструкції з'єнання: навч. посібник. – К., 1966.
28. Проектирование металлических конструкций / В.В.Бирюлев, И.И.Кошин, И.И.Крылов, А.В.Сильвестров. – Л., 1990.
29. Развитие строительной науки и техники в Украинской ССР: в 3 т./ под ред. М.М.Жербина. – К., 1989.
30. Сахновский И.М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. – К, 1984.
31. СНиП П.24-74. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. – М., 1975.
32. СНиП П. 17-75. Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ. – М, 1975.
33. СНиП. 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М., 1975.
34. СНиП П.23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М, 1988.
35. СНиП 2.03.П-85. Защита строительных конструкций от коррозии. –М., 1986.
36. Справочник конструктора металлических конструкций / В.Т. Васильченко, А.Н. Рутман, Е.П.Лукьяненко. – К., 1990.
37. Стороженко Л.І., Семко А.В., Ефименко В.Л. Сталежелезобетонные конструкции. – К., 1997.
38. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – М., 1981.
39. Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций. – М, 1987.
40. Трушев А.Г. Пространственные металлические конструкции. – М., 1983.
41. Файбишенко В.К. Металлические конструкции. – М., 1984.

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

ЛУГЧЕНКО Олена Іванівна
РАПІНА Костянтин Олексійович

Конспект лекцій
з курсу

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для студентів 3 курсу денної, 4 курсу заочної форм навчання
і слухачів факультету післядипломної освіти напрямку підготовки
6.060101 – Будівництво, спеціальності «Промислове і цивільне
будівництво»)*

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

План 2011, поз. 2Л

Підп. до друку 08.12.2011 р.
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60х84/16
Ум. друк. арк. 9,3.
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідectво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.